



Jaana Vinter

Eristyskerroksen materiaalin vaikutus maanvaraisen ratapenkeen toimivuuteen

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 12.1.2015

Valvoja: Prof. Leena Korkiala-Tanttu

Ohjaajat: DI Jaakko Heikkilä, DI Essi Hartman

Tekijä Jaana Vinter

Työn nimi Eristyskerroksen materiaalin vaikutus maanvaraisen ratapenkereen toimivuuteen

Laitos Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos

Professuuri Pohjarakennus ja maamekaniikka

Professuurikoodi Rak-50

Työn valvoja Prof. Leena Korkiala-Tanttu

Työn ohjaajat DI Jaakko Heikkilä, DI Essi Hartman

Päivämäärä 12.1.2015

Sivumäärä 96+37

Kieli suomi

Tiivistelmä

Ratarakenne on monimutkainen kokonaisuus ja sen toimivuuteen vaikuttavia muuttujia on paljon. Tässä työssä tutkitaan erityisesti eristyskerroksen materiaalin roolia kunnossapidollisten ongelmien aiheuttajana ja sen vaikutusta ratapenkereen toimivuuteen maanvaraisilla ratapenkereillä. Esimerkkikohteina työssä käytettiin Tampere-Seinäjoki -rataosuudella sijaitsevia 1970-luvulla liikenteelle avattuja turvepehmeikölle perustettuja rataosuuksia, joilla on jatkuvasti kunnossapidollisia ongelmia.

Työssä tutkittiin eristyskerroksen materiaalin vaikutusta laskennallisesti Plaxis 2D- ja 3D-ohjelmilla. Laskentojen materiaaliparametrit määritettiin osin kirjallisuuden ja osin esimerkkikohteista otetuille näytteille tehtyjen laboratoriokokeiden perusteella. Esimerkkikohteiden materiaalien käyttäytymistä verrattiin hyvälaatuiseen vertailumateriaaliin. Laskelmissa varioitiin pengerkorkeutta, pohjamaan jäykkyyttä ja eristyskerroksen materiaalia. Lisäksi suoritettiin herkkyystarkasteluja muuttamalla yksittäisiä parametreja ja tarkastelemalla niiden vaikutuksia tuloksiin.

Etenkin rakenteeseen syntyvät pysyvät muodonmuutokset vaikuttavat ratarakenteen pitkäaikaistoimivuuteen. Mallinnukset osoittivat, että pehmeällä pohjamaalle rakennettujen penkereiden eristyskerroksessa tapahtuu enemmän pysyviä muodonmuutoksia kuin jäykällä pohjamailla. Mallinnuksessa käytetyllä kuormitustasolla esimerkkikohteiden materiaaleilla syntyy enemmän pysyviä muodonmuutoksia kuin vertailumateriaalilla. Pysyviä muodonmuutoksia syntyy varsinkin, jos rakenteessa ei ole kunnollista välikerrosta ja pohjamaan jäykkyys on alhainen. Tämän perusteella vertailumateriaalia käytettäessä on rakenteen elinikä pidempi kuin vastaavalla rakenteella esimerkkikohteiden materiaalia käytettäessä. Laskentojen perusteella tuki- ja välikerroksilla on tärkeä rooli jännitysten jakajana, joten niiden kunnolla ja ominaisuuksilla on suuri merkitys, kun arvioidaan eristyskerrokseen ja pohjamaahan kohdistuvien jännitysten suuruuksia. Mallinnukset osoittivat myös, että jos pohjamaan jäykkyys on alhainen, eivät hyvätkään rakennekerrosmateriaalit paranna tilannetta merkittävästi. Jatkotutkimustarpeita havaittiin eri ympäristötekijöiden, kuluneen tukikerrosmateriaalin ja kuorman dynaamisuuden vaikutusten osalta.

Avainsanat liikennekuorma, ratarakenne, eristyskerros, mallinnus, Plaxis

Author Jaana Vinter

Title of thesis The effect of the sub-ballast layer material to the performance of ground-supported railway embankment

Department Department of Civil and Environmental Engineering

Professorship Soil Mechanics and Foundation Engineering

Code of professorship Rak-50

Thesis supervisor Prof. Leena Korkiala-Tanttu

Thesis advisors M.Sc. Jaakko Heikkilä, M.Sc. Essi Hartman

Date 12.1.2015

Number of pages 96+37

Language Finnish

Abstract

Railway embankment is a complex structure and its performance is influenced by many variables. In this thesis the influence of sub-ballast material is studied to the increased need of maintenance and to the performance of ground-supported railway embankment. Also two locations on the railway line between Tampere and Seinäjoki are considered in more detail. In these locations the embankment is founded on a peat subgrade and has experienced increased need for maintenance.

The influence of the sub-ballast layer material was studied by the means of FEM-modelling with Plaxis 2D and 3D software. The material parameters used in the calculations were determined partly from literature and partly from the laboratory tests made for the sub-ballast material samples taken from the railway line between Tampere and Seinäjoki. These results were then compared to a good quality reference material. The embankment height, the stiffness of the subgrade and the material parameters of the sub-ballast layer were changed during the calculations. Additional analysis was made by altering some of the calculation parameters and investigating their influence on the results.

The permanent deformations generated in the railway embankment have a great effect on the long-term performance of the structure. The calculations showed that when the subgrade has low stiffness the generated permanent deformations are bigger than with high stiffness subgrade. With the load levels used in the calculations more permanent deformations are generated in embankments where sub-ballast material is similar to samples taken from Tampere-Seinäjoki railway line compared to the structures with reference material. Plastic deformations are also bigger when there is no upper sub-ballast layer in the structure. Based on the calculations the service life of the structure is longer when the reference sub-ballast material is used. Especially the ballast layer and the upper part of sub-ballast layer have a great impact on the distribution of stresses to the lower structure. If the stiffness of the subgrade is very low, even the good quality materials used in the embankment won't improve substantially its performance. Further research needs were observed regarding to the effects of environmental factors, degraded ballast and dynamic load component.

Keywords traffic load, railway embankment, sub-ballast, modelling, plaxis

Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty Pöyry Finland Oy:ssä. Työn on tilannut ja rahoittanut Liikennevirasto, jota kiitän tämän työn mahdollistamisesta ja mielenkiintoisesta aiheesta.

Työn valvojana toimi professori Leena Korkiala-Tanttu, jota kiitän rakentavista kommenteista ja kannustuksesta tämän diplomityön ja koko opintojeni aikana. Lisäksi haluan kiittää ohjausryhmääni, johon kuuluivat työn ohjaajien Jaakko Heikkilän (Arcus Oy) ja Essi Hartmanin (Pöyry Finland Oy) lisäksi Erkki Mäkelä ja Panu Tolla Liikennevirastosta. Kiitoksia myös Marko Laurilalle diplomityön mahdollistamisesta Pöyry Finland Oy:ssä, Sami Lönnrothille mallinnukseen liittyvistä neuvoista ja Aalto-yliopiston Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorion henkilökunnalle mukavasta työilmapiiristä mallinnustyön aikana.

Lopuksi haluan kiittää perhettäni ja ystäviäni tuesta opintojeni ja tämän työn aikana.

Espoossa 12.1.2015

Jaana Vinter

Sisällysluettelo

Tiivistelmä	
Abstract	
Alkusanat	
Sisällysluettelo	5
Merkinnät ja lyhenteet	7
1 Johdanto	9
1.1 Työn tausta	9
1.2 Työn tavoitteet ja raja	9
1.3 Työn rakenne	10
2 Radan rakenneosat	11
3 Junaliikenteen aiheuttama toistuva kuormitus	15
3.1 Ratarakenteeseen aiheutuvat liikennekuormat	15
3.2 Liikennekuormituksesta aiheutuvat jännitykset	19
3.2.1 Jännitysten jakautuminen ja niiden suuruuden määrittäminen	19
3.2.2 Rataympäristön vaurioiden vaikutus jännitystiloihin	24
4 Rakeisen materiaalin mekaaninen käyttäytyminen toistuvan kuormituksen alla	26
4.1 Mekaaninen käyttäytyminen	26
4.2 Palautuvat muodonmuutokset	27
4.2.1 Vaikuttavat tekijät	27
4.2.2 Palautuvien muodonmuutosten mallintaminen	28
4.3 Palautumattomat muodonmuutokset	31
4.3.1 Vaikuttavat tekijät	31
4.3.2 Palautumattomien muodonmuutosten mallintaminen	34
4.4 Mekaanisen käyttäytymisen tutkiminen laboratoriossa	36
5 Ratapenkereen kuormituskäyttäytyminen	39
5.1 Yleistä	39
5.2 Radan alusrakenne ja pengertäyte	40
5.3 Vesi ratarakenteessa	41
5.4 Maanvaraisen penkereen ja pohjamaan yhteistoiminta	42
5.5 Penkereen värähtely	43
5.6 Kuormituskäyttäytymisen mallintaminen	44
6 Esimerkkikohteiden kuvaus	47
6.1 Taustaa ja nykytilanne	47
6.2 Palautuvan painuman mittaukset	51
6.3 Eristyskerroksen materiaalit	52
7 Mallintaminen Plaxis-ohjelmalla	55
7.1 Plaxis	55
7.1.1 Taustaa	55
7.1.2 Linear elastic -materiaalimalli	56
7.1.3 Hardening soil- ja Hardening soil small -materiaalimallit	56
7.1.4 Rakenne-elementit	58
7.2 Mallinnuksen kulku	59
7.2.1 Laskennan tavoitteet ja tutkittavat tapaukset	59
7.2.2 Materiaaliparametrit ja laskentaoletukset	61
7.2.3 Herkkyystarkastelut	64
7.2.4 Mallinnuksen kulku	66
8 Tutkimustulosten analysointi	69

8.1	Peruslaskentojen tulokset	69
8.1.1	Siirtymät	69
8.1.2	Leikkausmuodonmuutokset	72
8.1.3	Jännitysten jakautuminen ja jännityslisäykset	75
8.1.4	Jännityspolkukuvaajat	78
8.1.5	Penkereen pysyvien muodonmuutosten arviointi	80
8.2	Herkkyystarkastelujen tulokset	81
8.2.1	Ei erillistä välikerrosta	81
8.2.2	HS small -materiaalimallin vaikutus	82
8.2.3	m-parametri	83
8.2.4	Interface-elementin vaikutus	83
8.2.5	Lujuusparametrit	84
8.3	Esimerkkikohteet	85
8.4	Tutkimustulosten ja -menetelmien luotettavuus	86
9	Päätelmät	88
	Lähdeluettelo	90
	Liiteluettelo	96
	Liitteet	

Merkinnät ja lyhenteet

A	[m ²]	poikkipinta-ala
C	[-]	pysyvä muodonmuutos ensimmäisen kuormitus syklin aikana
E	[MPa]	kimmomoduuli
E ₅₀ ^{ref}	[MPa]	Kolmiaksaalikokeen sekanttimoduuli
E _{oed} ^{ref}	[MPa]	Ödometrikokeen kuormitusvaiheen tangenttimoduuli
E _{ur} ^{ref}	[MPa]	Kolmiaksaalikokeen toisto- ja palautusvaiheen moduuli
F ₂	[-]	pölkyn materiaalista riippuva materiaaliparametri
G	[kN]	akselikuorma
G ₀	[MPa]	leikkausmoduuli
G _{max}	[MPa]	leikkausmoduulin maksimiarvo
H _w	[kN]	sivutuulesta aiheutuva voima
I _{2,3}	[m ⁴]	jäyhyysmomentti
K	[MPa]	tilavuudenmuutosmoduuli
K ₀	[-]	lepopaine kerroin
K ₀ ^{nc}	[-]	lepopaine kerroin normaalikonsolidoituneessa tilassa
G	[MPa]	leikkausmuodonmuutosmoduuli
M _r	[MPa]	resilient-moduuli
N	[-]	kuormituskertojen määrä
P _a	[kPa]	pölkyn ja tukikerroksen välinen kosketuspaine
Q _{tot}	[kN]	kokonaispystykuorma
Q _{stat}	[kN]	staattinen pystysuuntainen pyöräkuorma
Q _{centr}	[kN]	kuorman pystysuuntainen lisäys kaarteessa
Q _{wind}	[kN]	sivutuulen aiheuttama pystykomponentti
Q _{dyn}	[kN]	dynaaminen pystysuuntainen pyöräkuorma
R	[m]	kaaren säde
R	[-]	murtotilan jännityssuhde
R _f	[-]	murtotilan jännityssuhde
V _s	[m/s]	leikkausaallon nopeus
Y _{total}	[kN]	kokonaisvaakakuorma
Y _{quasi-static}	[kN]	kvasistaattinen vaakasuuntainen kuorma
Y _{dynamic}	[kN]	dynaaminen vaakasuuntainen kuorma
Y _{flange}	[kN]	pyörän laipan aiheuttama vaakasuuntainen voima kaarteessa
Y _{centrifugal}	[kN]	vaakasuuntainen kuorman lisäys kaarteessa
Y _{wind}	[kN]	sivutuulen aiheuttama vaakakomponentti
Y _{e,max}	[kN]	yhteen akseliin kohdistuvat vaakasuuntaiset voimat
a	[-]	regressiokerroin
b	[-]	regressiokerroin
b	[-]	materiaaliparametri
b	[mm]	ratapölkyn leveys
c	[kPa]	koheesio
c _{increment}	[kPa]	koheesio kasvun
g	[m/s ²]	putoamiskiihtyvyys
h	[mm]	tarkasteltu syvyys
h	[mm]	raiteen kallistus
h _d	[mm]	kallistuksen vajo
k _{1,2,3}	[-]	materiaaliparametrit
k _{x,y,z}	[m/s]	vedenläpäisevyys

l	[mm]	ratapölkyn pituus
m	[-]	jäykkyyden jännitystilariippuvuutta kuvaava eksponentti
p	[kPa]	keskimääräinen pääjännitys
p_w	[mm]	sivutuulen voimaresultantin etäisyys
p_c	[mm]	kaluston painopisteen etäisyys
p_w	[mm]	sivutuulen voimaresultantin etäisyys
p^{ref}	[kPa]	jäykkyyden vertailujännitys
q	[kPa]	deviatorinen jännitys
q_a	[-]	muodonmuutoksen ja deviatorisen jännityksen suhde
q_f	[kPa]	suurin deviatorinen jännitys
q_r	[kN]	akselipaino
s	[mm]	raiteen leveys
v	[m/s]	nopeus
w	[kN/m/m]	teoreettinen metripaino
y_{ref}	[m]	referenssisyvyys
$\gamma_{0,7}$	[-]	leikkausmuodonmuutostaso
γ	[kN/m ³]	tilavuuspaino
$\Delta \epsilon^e$	[-]	palautuva suhteellinen muodonmuutos
Δq	[kPa]	deviatorisen jännityksen vaihteluväli
$\epsilon_{1,2,3}$	[-]	pääjännitysten suuntaiset suhteelliset muodonmuutokset
ϵ_v	[-]	tilavuudenmuodonmuutoskomponentti
ϵ_s	[-]	leikkausmuodonmuutoskomponentti
ϵ_p^1	[-]	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
θ	[kPa]	pääjännitysten summa
ν	[-]	Poissonin luku
ν_{ur}	[-]	Poissonin luku uudelleenkuormitusvaiheessa
ρ	[kN/m ³]	irtotiheys
σ'_1	[kPa]	tehokas pystysuora jännitys
$\sigma_{1,2,3}$	[kPa]	pääjännitykset
φ	[°]	kitkakulma
ψ	[°]	dilataatiokulma

DAF	Dynaaminen sysäyskerroin
FDM	Differenssimenetelmä
FEM	Elementtimenetelmä
HS	Hardening soil -materiaalimalli
HS Small	Hardening soil small -materiaalimalli
KMV	Kilometrivali
LE	Lineaarisesti elastinen materiaalimalli
PSR	Pääjännitysten kiertyminen
RATO	Ratatekniset ohjeet

1 Johdanto

1.1 Työn tausta

Raideliikenteen merkitys on tärkeä sekä tavarakuljetusten että henkilöliikenteen kannalta. Akselipainojen korotuspaine tavaraliikenteessä ja toisaalta liikennöintinopeusten kasvattaminen henkilöliikenteessä aiheuttavat rasituksia olemassa olevalle rataverkolle. Tämä näkyy rataverkolla lisääntyvinä vaurioina, kunnossapitotarpeen lisääntymisenä ja haittoina liikenteelle. Tällaiset runsaasti kunnossapittoa vaativat kohteet ovat radanpidon kannalta haasteellisia, sillä ongelmien syynä on usein monen tekijän yhteisvaikutus. Kunnossapidon ajoittamisen ja korjaustöiden suunnittelun optimoinnin kannalta onkin tärkeää selvittää ratarakenteen vaurioitumiseen vaikuttavat tekijät mahdollisimman tarkasti, jotta rakenne osataan korjata taloudellisesti ja ongelmien aiheuttajien perimmäiset syyt poistaa. Olemassa olevalla rataverkolla korjaukset ovat haastavia toteuttaa jatkuvan liikennöinnin ja pääosin yksiraiteisen rataverkon vuoksi, minkä takia korjaustöiden suunnittelu on tärkeää.

Ratarakenteita ei Suomessa ole mitoitettu kuormituskestävyyden perusteella, vaan roudan asettamat vaatimukset ovat taanneet pääosin riittävät rakennepaksuudet, jotka ovat olleet riittäviä myös rakenteiden kuormituskestävyyden kannalta. Rakenteiden optimoinnin näkökulmasta on kuitenkin tarpeellista ymmärtää ratarakenteen kuormituskäyttäytymisen asettamat vaatimukset rakennekerroksissa käytettäville materiaaleille, rakennekerrospaksuuksille ja pengergeometrialle. Tällöin voidaan paremmin myös analysoida vanhojen vaatimusten mukaisia olemassa olevia rakenteita. Tampereen teknillisen yliopiston Ratarakenteiden-tutkimusryhmä on tehnyt Liikenneviraston kanssa yhteistyössä Elinkaaritehokas Rata -hankkeessa paljon aiheeseen liittyvää soveltavaa tutkimusta.

Ratarakenne on monimutkainen kokonaisuus ja sen toimivuuteen vaikuttavia muuttujia on paljon. Esimerkiksi perustusolosuhteet, huonosti toimiva kuivatus ja ratapenkereen eri osien kunto voivat osaltaan aiheuttaa ongelmia. Tässä työssä tutkitaan erityisesti eristyskerroksen materiaalin roolia kunnossapidollisten ongelmien aiheuttajana ja sen vaikutusta ratapenkereen toimivuuteen maanvaraisilla ratapenkereillä. Tarkasteltavina kohteina työssä käytetään Tampere-Seinäjoki -rataosuudella sijaitsevia 1970-luvulla liikenteelle avattuja turvepehmeikölle perustettuja rataosuuksia, joilla on jatkuvasti kunnossapidollisia ongelmia. Työssä tutkitaan eristyskerroksen materiaalin roolia yhtenä kunnossapidollisten ongelmien aiheuttajana.

1.2 Työn tavoitteet ja rajaus

Työssä tutkitaan olemassa olevalla rataverkolla olevia penkereitä, sillä niiden rakennekerroksissa on käytetty aikojen saatossa ominaisuuksiltaan erilaisia materiaaleja, jotka eivät täytä nykyisiä materiaalivaatimuksia ja voivat aiheuttaa ongelmia rataliikenteelle. Työn tavoitteena on selvittää mallintamalla, miten eristyskerroksessa käytetty materiaali vaikuttaa ratapenkereen käyttäytymiseen vaihtelemalla pengerkorkeutta ja pohjamaan jäykkyyttä. Työn tuloksia on tarkoitus peilata Tampere-Seinäjoki -rataosuudella sijaitseviin pehmeikkökohteisiin ja selvittää, ovatko eristyskerroksissa käytetyt materiaalit syynä niiden kohonneeseen kunnossapitotarpeeseen. Tavoitteena on myös arvioida, miten kohteissa käytetyt materiaalit kestävät nykyisiä kuormitustasoja verrattuna hyvälaatuiseen verrokkimateriaaliin. Lisäksi työssä kerätään kokemusta ratarakenteiden mallintamisesta Plaxis 2D- ja 3D-ohjelmilla. Tarkastelu on rajoitettu koskemaan vain maanva-

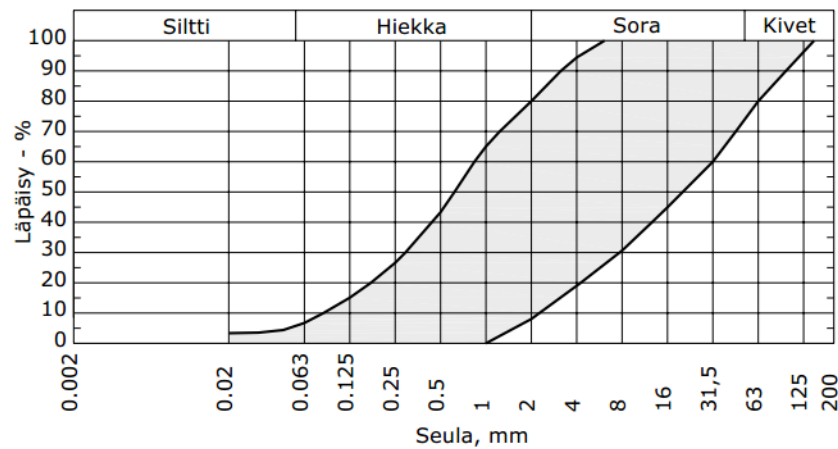
raisesti perustettuja ratapenkereita. Laskentatapausten stabiliteetin oletetaan olevan riittävä eli erillisiä stabiliteettitarkasteluja ei työssä suoriteta.

1.3 Työn rakenne

Tehty työ jakaantuu kirjallisuusselvitykseen ja tutkimusosuuteen. Kirjallisuusselvityksessä esitellään ratarakenteen osat ja alusrakenteen materiaalivaatimukset. Lisäksi tarkastellaan toistuvan liikennekuormituksen erityispiirteitä rataympäristössä ja kuormituksen jakautumista kiskoilta pohjamaahan. Vaikka tutkimusosan laskennoissa liikennekuormitus mallinnettiin staattisena, kirjallisuudessa esitellään myös liikennekuormituksen dynaaminen luonne, sillä analysoitaessa ratarakenteita kuormituksen dynaamisuus on merkittävä tekijä. Rakeinen materiaali käyttäytyy toistuvan liikennekuormitustyyppisen kuormituksen alaisena eri tavoin kuin staattisessa kuormitustilanteessa. Siksi työssä esitellään rakeisen materiaalin palautuvaan ja pysyvään muodonmuutuskäyttäytymiseen vaikuttavia tekijöitä ja lyhyesti muodonmuutuskäyttämisen mallintamiseen käytettyjä mallinnustapoja. Viidennessä luvussa käsitellään yleisiä maanvaraisen ratarakenteen toimivuuteen liittyviä tekijöitä, kuten veden tai pohjamaan vaikutusta. Lisäksi esitellään lyhyesti ratarakenteiden mallintamisessa huomioitavia tekijöitä.

Tutkimusosassa esitellään Tampere-Seinäjoki -rataosuudella sijaitsevat pehmeikkökohteet P86 ja P90. Kohteissa on ollut kunnossapidollisia ongelmia, minkä vuoksi näille osuuksille on jouduttu asettamaan alennetut nopeusrajoitukset. Työssä suoritettiin laskelmia Plaxis 2D- ja 3D-ohjelmilla, jotta voitaisiin selvittää eristyskerroksen materiaalin vaikutusta ratapenkereiden toimivuuteen. Kehitetyn mallin materiaaliparametrit on määritetty osin kirjallisuuden ja osin esimerkkikohteista otetuille näytteille tehtyjen laboratoriotestien perusteella. Tämän vuoksi mallinnetut tilanteet eivät suoranaisesti kuvaa esiteltyjä esimerkkikohteita, vaan toimivat työkaluna yleisellä tasolla eristyskerroksen materiaalin ominaisuuksien vaikutusten tutkimiseen. Laskelmissa varioitiin pengerkorkeutta, pohjamaan jäykkyyttä ja eristyskerroksen materiaalia ja ne suoritettiin sekä 2D- että 3D-tapauksina. Peruslaskentatapausten lisäksi tehtiin herkkyystarkasteluja vaihtelemalla eri parametreja Plaxis 2D -ohjelmalla. Saatujen tulosten perusteella arvioitiin eristyskerrosmateriaalin roolia ja sen ominaisuuksien vaikutusta maanvaraisessa ratapenkereessä sekä muiden tilanteeseen vaikuttavien tekijöiden vaikutusta. Lisäksi mallinnustulosten perusteella arvioitiin eristyskerrosmateriaalin osuutta esimerkkikohteissa havaittuihin kunnossapidollisiin ongelmiin.

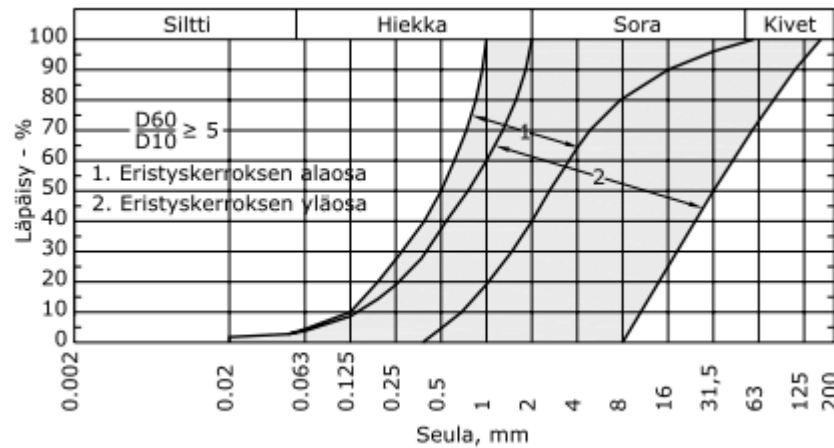
on nykyisten ohjeiden mukaan 300 mm. Jos välikerroksen materiaalina käytetään kalliomursketta, rakennetaan se yhdistettynä kerroksena eristyskerroksen kanssa. (InfraRYL 2010, s. 311–315.)



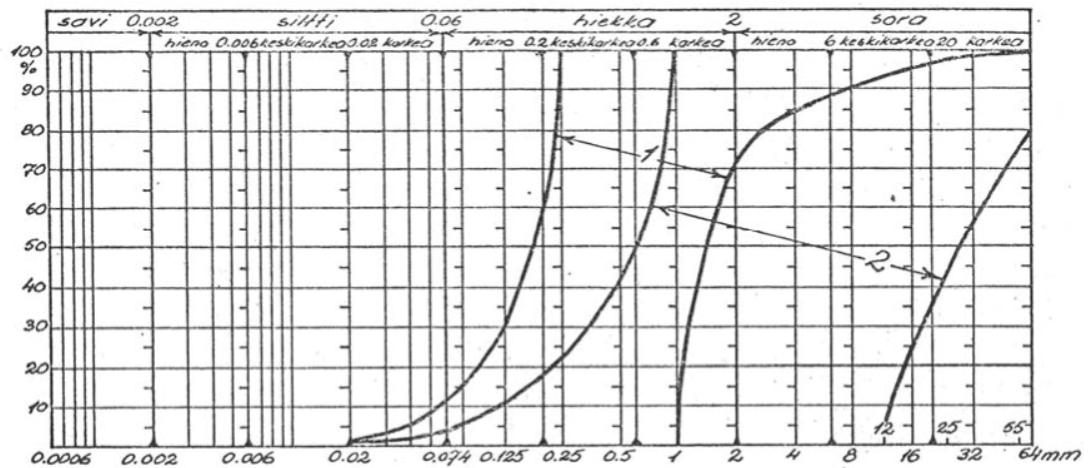
Kuva 2 Välikerroksen hiekka- ja soramateriaalien rakeisuusohjealueet (InfraRYL 2010, s. 315).

Eristyskerros vähentää alempien rakennekerrosten routimisherkkyyttä tai estää routimisen kokonaan. Eristyskerros toimii myös tasaisena ja kantavana pohjana välikerrokselle ja siirtää kuormat pohjamaalle. Näiden tekijöiden lisäksi eristyskerros toimii suodatin-kerroksena ja pysäyttää kapillaariveden nousun kerroksen alaosaan ja estää sen etenemisen rakenteen ylempiin kerroksiin. Eristyskerroksen paksuus vaihtelee Liikenneviraston ohjeen mukaisissa normaalipoikkileikkauksissa 350–1550 mm. (RATO 3 2008.)

Eristyskerroksen materiaaleina käytetään hiekkaa, soraa tai kalliomursketta. Hiekan ja soran tulee olla routimatonta, eivätkä ne saa sisältää orgaanisia tai epäpuhtaita ainesosia. Hiekka- ja soramateriaalien rakeisuusrajat on esitetty kuvassa 3. Kerroksen alaosassa voidaan käyttää hienorakeisempaa materiaalia kuin yläosassa, jossa rakeisuusvaihtelu- väli on väljempi. Eristyskerros tulee tiivistää kerroksittain niin, että parannetusta Proctor-kokeesta saadaan tulokseksi keskimäärin 95 % tiiviysaste. (InfraRYL 2010, s. 311–312.) Vuoden 1970 Rautatiehallituksen Rautatien maanrakennustöiden yleisen työselityksen mukaiset rakeisuusvaatimukset eristyskerroksen ylä- ja alaosalle on esitetty kuvassa 4. Ohjeistus vuodelta 1970 salli hienorakeisempien materiaalien käytön kuin nykyisten ohjeiden mukaan on sallittua. (Saarinen 2008, s. 28.)

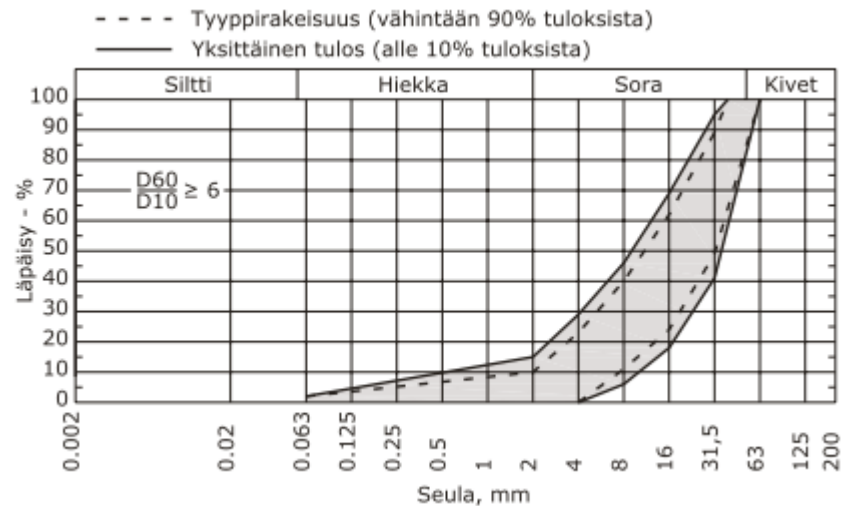


Kuva 3 Eristyskerroksen hiekka- ja sora- ja kivitien rakeisuusohjealueet (InfraRYL 2010, s. 311).



Kuva 4 Eristyskerroksen rakeisuusvaatimukset v. 1970. Rakeisuusalue 1 on eristyskerroksen alaosa ja alue 2 eristyskerroksen yläosa. (Saarinen 2008, s. 28; Rautatiehallitus 1970 mukaan.)

Mikäli eristyskerroksessa käytetään kalliomursketta, rakennetaan väli- ja eristyskerros yhtenä kerroksena. Tällöin routavaatimusten vuoksi yhdistetyn rakennekerroksen paksuuden tulee olla suurempi kuin hiekkaa tai soraa eristyskerroksessa käytettäessä. Kalliomurskeen rakeisuusohjealueet on esitetty kuvassa 5. Murske ei saa sisältää epäpuhtauksia eikä haitallisessa määrin rapautumisherkkiä mineraaleja. Rapautumisherkkien opaakkimineraalien, rapautumis- ja muuttumistuotteiden ja murenevien karbonaattimineraalien osuus ei saa ylittää 5 prosenttia, eikä muiden pehmeiden mineraalien ja kiilteiden osuus 25 prosenttia. (InfraRYL 2010, s. 311–312.) Nykyisin ratarakennushankkeissa käytetään hiekka- ja soravarantojen vähentymisen takia usein kalliomursketta. Aiemmin rakennetulla olemassa olevalla rataverkolla on käytetty kuitenkin luonnon hiekkamateriaaleja, jotka eivät välttämättä täytä nykyisiä vaatimuksia ja voivat aiheuttaa lisääntyvää kunnossapitotarvetta ja ongelmia ratarakenteen toiminnalle.



Kuva 5 Eristyskerroksen kalliomurskemateriaalin rakeisuusohjealueet (InfraRYL 2010, s. 312).

Maanvaraisen ratarakenteen yhtenä osana voidaan pitää myös pohjamaata, jonka varaan ratapenger on perustettu. Sen tehtävä on kantaa ratarakenteen paino sekä mahdolliset liikennekuormituksen aiheuttamat jännityslisäykset. Tämän vuoksi pohjamaalla on erittäin suuri merkitys arvioitaessa ratapenkereen toimivuutta, vaurioitumismekanismeja ja korjaus- ja kunnossapitotoimenpiteitä. Pohjamaan tulee joko luonnontilassaan tai vahvistettuna toimia hyvänä rakennuspohjana radan alimmille rakennekerroksille. Pohjamaa voi toimia ominaisuuksiensa mukaan penkereen perustana luonnontilassaan tai sitä voidaan parantaa esimerkiksi massanvaihdoilla, stabiloimalla tai muilla pohjanvahvistustoilla. Pohjamaan lisäksi yhdeksi ratarakenteen osaksi voidaan myös luokitella radan kuivatus. Sen voidaan ajatella olevan ratarakenteen toiminnan kannalta yksi merkittävimmistä osista. Kuivatusjärjestelmän tehtävänä on estää veden nousu rakenteeseen pohjamaasta, estää pintavesien valuminen rakenteeseen radan sivuilta ja poistaa rakenteeseen tullut vesi tehokkaasti. (Selig & Waters 1994, s. 9.1.)

3 Junaliikenteen aiheuttama toistuva kuormitus

3.1 Ratarakenteeseen aiheutuvat liikennekuormat

Merkittävimmät kalustosta lähtöisin olevat kuormitusparametrit, jotka asettavat vaatimuksia ratarakenteelle, ovat akselikuorman suuruus, liikennemäärätonni ja liikennöinti-nopeus. Staattinen akselikuorma, johon on lisätty dynaamiset kuormituslisäykset huomioiva sysäyskerroin, määrittelee kantavuusvaatimukset ratarakenteelle. Liikennemäärätonni eli radalla liikennöivän kaluston vuosittainen massa puolestaan indikoi radan vaurioitumisen nopeutta ja kunnossapitotoimien tarvetta. Liikennöinti-nopeus yhdessä radan vaaka- ja pystygeometrian kanssa vaikuttavat puolestaan rakenteelle aiheutuvien dynaamisten voimien suuruuteen. (Indraratna et al. 2011, s. 25.)

Tällä hetkellä suurin osa Suomen rataverkosta sallii liikennöinnin 225 kN akselipainolla ja vain tietyillä osuuksilla (kuva 6) on sallittua liikennöidä painavammalla eli 250 kN akselipainoisella kalustolla. Henkilöjunille suurin sallittu liikennöinti-nopeus on 220 km/h ja tavarajunille 120 km/h, mutta kullekin rataosuudelle on määritetty akselipainokohtaiset nopeusrajoitukset (Liikennevirasto 2013b, s. 30). Akselipainojen nostolla yritetään parantaa rautatieliikenteen kilpailukykyä ja tehostaa eri alueiden yhteyksiä tavaraliikenteen näkökulmasta. Ratarakenteen kannalta akselipainojen nostolle esteenä voivat olla esimerkiksi riittämätön stabiiliteetti tai siltarakenteet. (Kiuru 2007, s. 86.) Jos rataosan sallittua akselipainoa halutaan nostaa, kalustosta ratarakenteelle ja pohjamaalle aiheutuvien voimien suuruus kasvaa. Alusrakenteeseen suurin vaikutus lisääntyvistä kuormista aiheutuu lähinnä välikerrokseen ja eristyskerroksen yläosaan. (Kolisoja et al. 1999.)



Kuva 6 Suomen rataverkolla sallitut akselipainot 31.12.2010 (Liikennevirasto 2010).

Pysähtyneenä juna aiheuttaa ratarakenteeseen junan massasta aiheutuvan staattisen kuorman. Liikkuvan junan aiheuttamat kuormat voidaan jaotella kvasistaattiseen ja dynaamiseen kuormitukseen. Kuormia aiheutuu rakenteeseen nähden pystysuunnassa sekä vaakasuunnassa radan pituus- ja poikkisuunnassa. Kalustosta aiheutuva kokonaispystykuorma määritellään kaavan 1 mukaisesti, missä sulussa olevat termit kuvaavat kvasistaattista kuormituksen osaa. (Esveld 2001, s. 57–58.)

$$Q_{tot} = (Q_{stat} + Q_{centr} + Q_{wind}) + Q_{dyn} \quad (1)$$

missä

Q_{tot}	kokonaispystykuorma
Q_{stat}	staattinen pystysuuntainen kuorma
Q_{centr}	kuorman pystysuuntainen lisäys kaarteessa
Q_{wind}	sivutuulen aiheuttama pystykomponentti
Q_{dyn}	dynaaminen pystysuuntainen kuorma

Kvasistaattiset kuormat aiheutuvat liikkuvan kaluston massasta (kaava 2), sivutuulesta ja keskipakovoimista (kaava 3) kuvan 7 mukaisesti. Keskipakovoiman suuruuteen vaikuttaa kallistuksen vajoaus h_d . (Esveld 2001, s. 58.) Kallistuksen vajauksella tarkoitetaan raiteen todellisen kallistuksen ja tasapainokallistuksen eroa. Jos kallistuksen vajoaus on nolla, on kaarteessa kyseiselle tarkasteltavalle kulkunopeudelle tasapainokallistus, eikä kalustoon kohdistu tällöin poikittaishiihtyvyyttä. (RATO 2 2010, s. 7.)

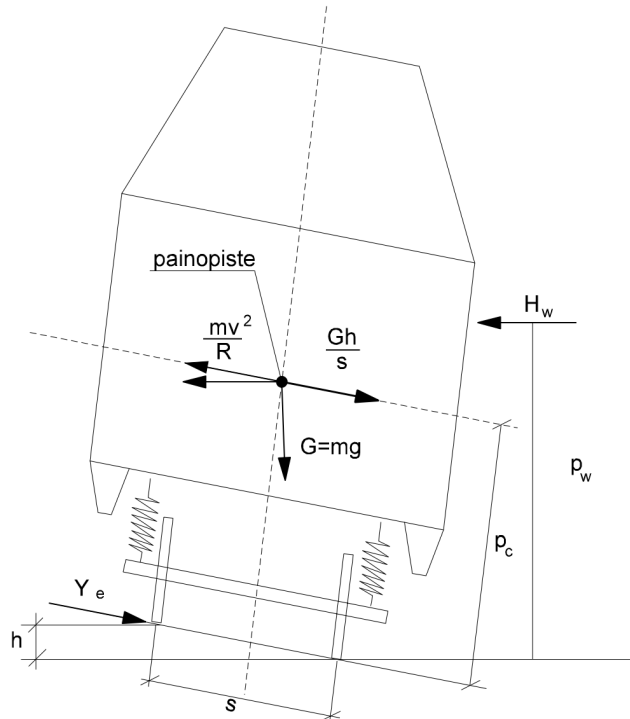
$$Q_{stat} = \frac{G}{2} \quad (2)$$

$$Q_{centr} + Q_{wind} = G \frac{p_c h_d}{s^2} + H_w \frac{p_w}{s} \quad (3)$$

$$h_d = \frac{sv^2}{gR} - h \quad (4)$$

missä

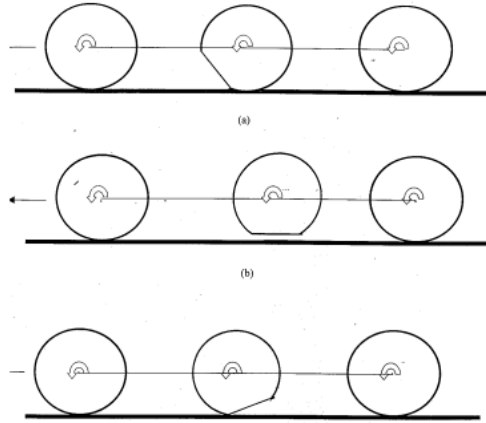
G	akselikuorma
p_c	kaluston painopisteen etäisyys
h_d	kallistuksen vajoaus
s	raiteen leveys
H_w	sivutuulesta aiheutuva voima
p_w	sivutuulen voimaresultantin etäisyys
v	nopeus
g	putoamiskiihtyvyyys
R	kaaren säde
h	raiteen kallistus



Kuva 7 Kvasistaattiset voimat kaarteessa (Mukailtuna Indraratna et al. 2011, s. 27).

Kvasistaattisen kuormituksen lisäksi tulee ottaa huomioon kalustosta ja radan kunnosta aiheutuva dynaaminen kuormitus, jonka suuruus on isoin epävarmuustekijä kokonaisliikennekuormitusta määritettäessä (Indraratna et al. 2011, s. 26). Suuruutta voidaan karkeasti arvioida kertomalla staattinen pyöräkuorma dynaamisella sysäyskertoimella (engl. Dynamic Amplification Factor, DAF). Dynaamista kuormitusta aiheuttavat liikkuvan kaluston jousitettu ja jousittamaton massa sekä ratarakenteen ja liikennöivän kaluston vauriot. Kaluston jousitettu massa aiheuttaa matalataajuisia (0–20 Hz) kuormitusta ja jousittamaton massa korkeataajuisempaa 20–125 Hz kuormitusta. Ajan kuluessa syntyvien ratarakenteen ja kaluston vaurioiden aiheuttaman lisäkuormituksen taajuus vaihtelee huomattavasti 0–2000 Hz. (Esveld 2001, s. 57–58)

Junakalustosta aiheutuvat suurimmat dynaamiset lisäkuormitukset johtuvat yleisimmin pyörän epätasaisuuksista, kuten lovipyörästä. Lovipyörällä tarkoitetaan pyörään tullutta plastista muodonmuutosta, joka voi aiheutua esimerkiksi pyörän liukumisesta kiskoa vasten junan jarrutuksen aikana. Pyörään syntyneen muodonmuutoksen suuruus ja muoto vaikuttavat kuormituslisän suuruuteen. Kuvassa 8 on esitetty, miten lovi pyörässä vaikuttaa pyörän kulkuun kiskolla. (Vyas & Gupta 2006.) Lovipyörän aiheuttaman kuormituslisäyksen sijainti ei ole riippuvainen ratageometriasta tai radan epäjatkuvuuksista, vaan se osuu kiskoon sattumanvaraisesti, jolloin lisäkuormituksen paikka radalla vaihtelee. Samalle kohdalle sattuvat ratarakenteen epäjatkuvuudet voivat kuitenkin ennestään tehostaa lovipyörän aiheuttaman lisäkuormituksen suuruutta. Lovipyörän aiheuttamat voimat voivat olla pahimmissa tilanteissa jopa kuusinkertaisia staattiseen tilanteeseen verrattuna. (Esveld 2001, s. 67.)



Kuva 8 Idealisoitu lovipyörän vaikutus pyörän kulkuun kiskolla (Vyas & Gupta 2006).

Radassa on epäjatkuvuuksia sekä geometrian että ratarakenteen jäykkyyden suhteen. Radan pitkittäis- ja poikittaissuuntaiset epätasaisuudet, raiteiden epäjatkuvuuskohdat, kuten kiskonjatkokset ja vaihteet, epätasaisuudet kiskon pinnassa ja ratageometrian muutokset aiheuttavat lisääntyviä dynaamisia voimia. (Esveld 2001, s. 57.) Radan kokonaisjäykkyyden vaihtelu radan pituussuunnassa lisää myös dynaamisen lisäkuormituksen mahdollisuutta (Peltokangas et al. 2013, s. 179). Tällaisia radan kokonaisjäykkyyden muutoskohtia ovat esimerkiksi siirtymäalueet sillalta tai paalulaatalta maanvaraiselle osuudelle. Toisin kuin kaluston aiheuttamat kuormituslisäykset, tapahtuvat radan kunnosta aiheutuvat dynaamiset kuormituslisäykset samassa radan ongelmakohdassa, mikä kiihdyttää entisestään radan vaurioitumista kyseisellä paikalla.

Vaakasuuntaiset voimat vaikuttavat radan poikittaisessa suunnassa ja niitä aiheuttavat pääasiassa sivuttainen pyöräkuorma ja kiskoon nurjahdusta aiheuttava voima. Sivuttainen pyöräkuorma aiheutuu pyörän ja kiskon välisestä kitkavoimasta sekä pyörän laipan aiheuttamasta sivuttaisvoimasta. Vaakasuuntaisten voimien määrittäminen on monimutkaista ja niiden suuruuksien määrittäminen luotettavasti on pystysuuntaisia voimia vaikeampaa. (Selig & Waters 1994, s. 2.14). Ratarakenteeseen kohdistuvat vaakasuuntaiset voimat voidaan määritellä kaavalla 5. Kokonaisvoima koostuu pystysuuntaisen voiman tapaan kvasistaattisesta ja dynaamisesta osasta. Kvasistaattisen komponentin (kaava 6) muodostavat kaarteissa pyörän laipan aiheuttama voima ulompaan kiskoon (Y_{flange}), keskipakovoima ($Y_{centrifugal}$) ja sivutuulen aiheuttama voima (Y_{wind}). Kun oletetaan, että keskipakovoima ja sivutuulen aiheuttama voima vaikuttavat vain ulompaan raiteeseen, saadaan kuvan 7 perusteella kaavan 7 mukainen riippuvuus yhtä akselia kuormittavista voimista $Y_{e,max}$. Dynaamisen komponentin vaikutus voidaan arvioida kertomalla kaavan 7 tulos dynaamisella sykäskertoimella. (Esveld 2001, s. 59.)

$$Y_{total} = Y_{quasi-static} + Y_{dynamic} \quad (5)$$

$$Y_{quasi-static} = Y_{flange} + Y_{centrifugal} + Y_{wind} \quad (6)$$

$$Y_{e,max} \approx G \frac{h_d}{s} + H_w \quad (7)$$

missä

Y_{total}	kokonaisvaakakuorma
$Y_{quasi-static}$	kvasistaattinen vaakasuuntainen kuorma

Y_{dynamic}	dynaaminen vaakasuuntainen kuorma
Y_{flange}	pyörän laipan aiheuttama vaakasuuntainen voima kaarteessa
$Y_{\text{centrifugal}}$	vaakasuuntainen kuorman lisäys kaarteessa
Y_{wind}	sivutuulen aiheuttama vaakakomponentti
$Y_{e,\text{max}}$	yhteen akseliin kohdistuvat vaakasuuntaiset voimat
G	akselikuorma
s	raiteen leveys
h_d	kallistuksen vajoaus (kaava 4)
H_w	sivutuulesta aiheutuva voima

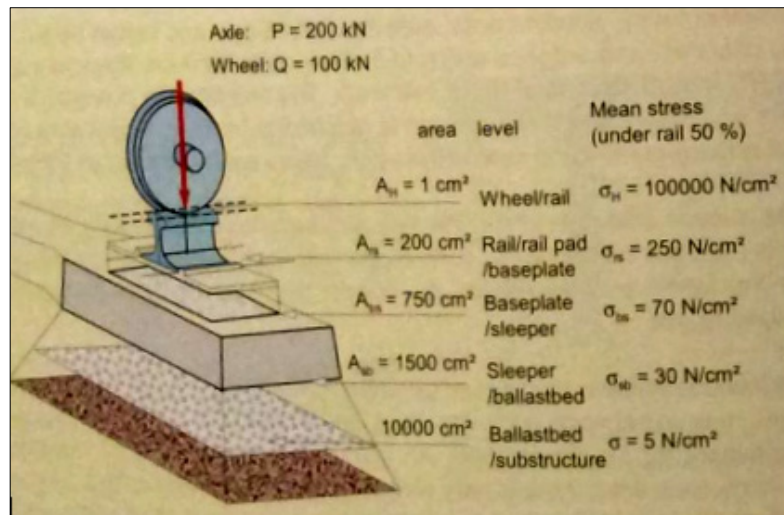
Pitkittäiset voimat vaikuttavat rakenteessa kiskojen suuntaisesti. Kaluston jarrutuksen ja kiihdytyksen aikana kiskoihin kohdistuu pitkittäisiä voimia. Jatkuvakiskoraiteessa pitkittäisiä voimia aiheuttavat myös lämpötilojen vaihtelusta aiheutuvat voimat, mutta lämpötilan aiheuttamat pituudenmuutokset on estetty kiskon ja pölkyn sekä pölkyn ja tukikerroksen välisillä kitkavoimilla, joten käytännössä tällä ei ole suurta merkitystä. Lisäksi kiskojen hitsaus aiheuttaa pituussuuntaisia voimia. (Esveld 2001, s. 61–62).

Kokonaisuutena liikkuvan junan aiheuttama kuormitus on hyvin monimutkainen tapahtuma, jota on vaikea kuvata tarkasti. Ratarakenteeseen kohdistuva kuormitus on liikkuvaa ja luonteeltaan syklistä. Luvussa 4 on tarkemmin esitelty, miten kuormituksen syklisyys vaikuttaa ratarakenteessa käytettyjen materiaalien käyttäytymiseen. Tarkkaan rakenteen analysointiin liittyy monia epävarmuuksia, kuten dynaamisen kuorman suuruus, kuormitusnopeuden ja kuormituskertojen määrän vaikutus rakenteen materiaalien geoteknisiin ominaisuuksiin. Lisäksi junan kulkunopeus vaikuttaa kuormien siirtymiseen ja tärinän leviämiseen etenkin, kun junan nopeus ylittää ratapenkereen pengermateriaalin tai pohjamaan aaltoliikkeen etenemisnopeuden (Ratahallintokeskus 2006, s.72–73). Analysointiin tarvittavien lähtötietojen määrä ja laatu voivat olla puutteellista tutkimustietojen ollessa usein riittämättömiä.

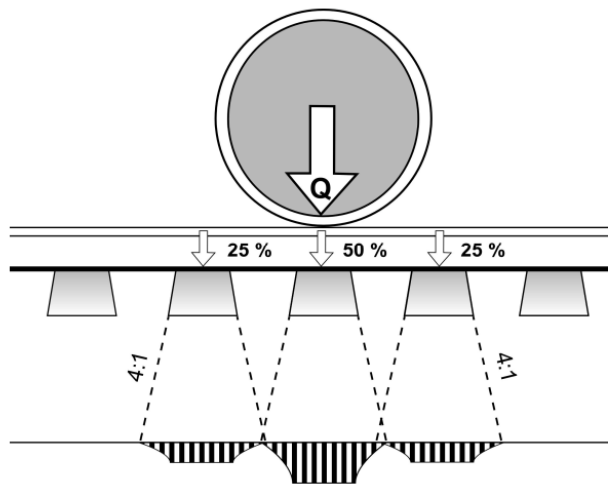
3.2 Liikennekuormituksesta aiheutuvat jännitykset

3.2.1 Jännitysten jakautuminen ja niiden suuruuden määrittäminen

Kolisoja (1993 s. 3) kuvasi, että tierakenteessa päällyskerroksen tulee estää liian suurien rasiusten aiheutuminen pengerrakenteelle ja pohjamaalle. Muiden rakennekerrosten tehtävä on jakaa liikenteestä aiheutuva kuormitus siten, ettei pohjamaahan synny liian suuria rasituksia ja pysyviä muodonmuutoksia. Myös itse rakenteen tulee olla sellainen, ettei siihen synny merkittäviä pysyviä muodonmuutoksia. Nämä samat vaatimukset koskevat myös ratarakenteita. Suurin jännityskeskittymä syntyy pyörän ja kiskon rajapintaan, mistä se jakaantuu ratapölkyille, edelleen rakeisista sitomattomista materiaaleista tehdylle kerrokselliselle rakenteelle ja sitten pohjamaalle (kuva 9). RATO 3:n (2013, s. 28) mukaan kuorman ajatellaan jakaantuvan tukikerroksessa 4:1 kaltevuudessa ja muissa kerroksissa 2:1 kaltevuudessa (kuva 10). Selig & Waters (1994, s. 2.9) arvioivat, että liikennekuormituksen aiheuttamat jännitykset vaikuttavat noin viiden metrin syvyyteen ratapölkyn alapinnasta, mutta käytännössä pohjaolosuhteilla on tähän suuri merkitys.

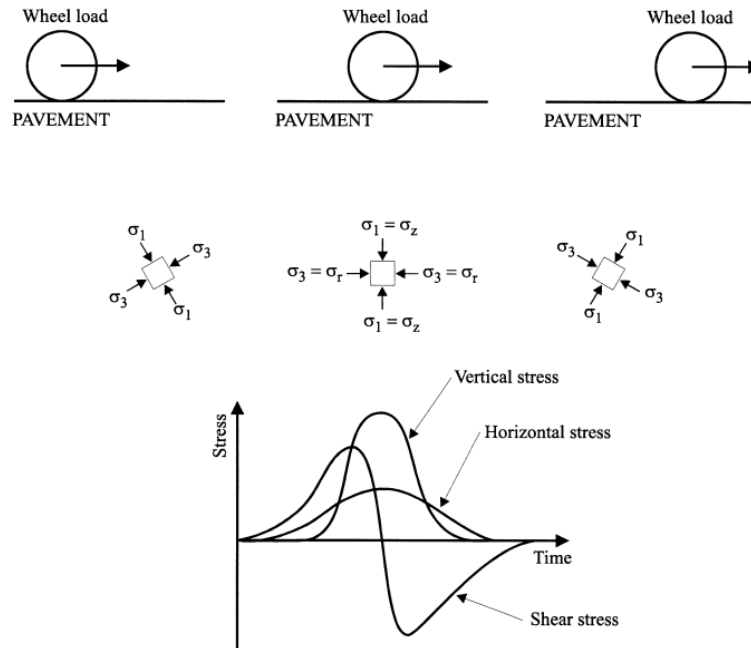


Kuva 9 Liikennekuorman jakautuminen ratarakenteessa (Esveld 2001, s. 14).

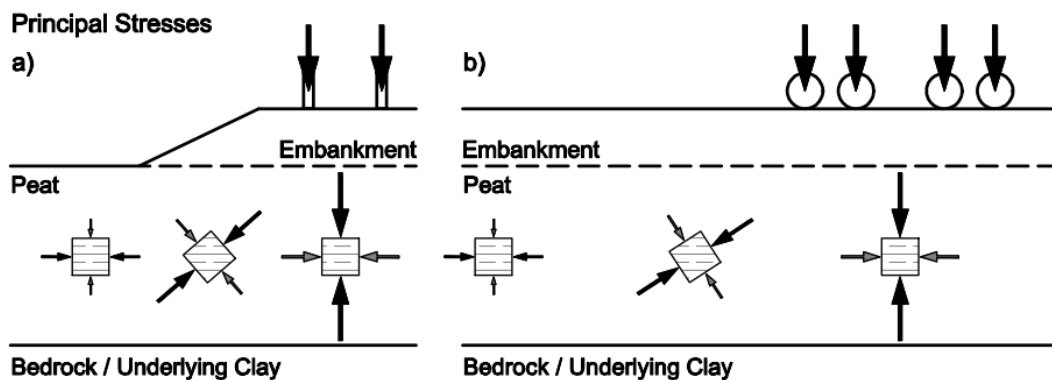


Kuva 10 Pystysuoran liikennekuorman jakautuminen RATO 3 mukaan (RATO 3 2013, s. 28).

Lukemattomat kuormituskerrat ratarakenteen käyttöiän aikana aiheuttavat muuttuvia hetkellisiä pysty-, vaaka- ja leikkausjännityksiä penkereeseen, kuten kuvassa 11 on esitetty. Puristava pystysuora jännitys on suurimmillaan suoraan kuormituskohdan alapuolella. Leikkausjännitys taas on suurimmillaan, kun kuorma on liikkunut tarkastelupisteestä kauemmaksi. Tarkastelupisteen ohitettuaan leikkausjännityksen suunta kääntyy. (Lekarp & Dawson 1998.) Tätä ilmiötä kutsutaan pääjännitysten kiertymiseksi ja sillä on vaikutusta esimerkiksi muodonmuutosten syntymiseen ja jännitystiloihin penkereessä. Kuvassa 12 on esitetty pääjännityssuuntien kiertymisen radan pituus- ja poikkisuunnassa.

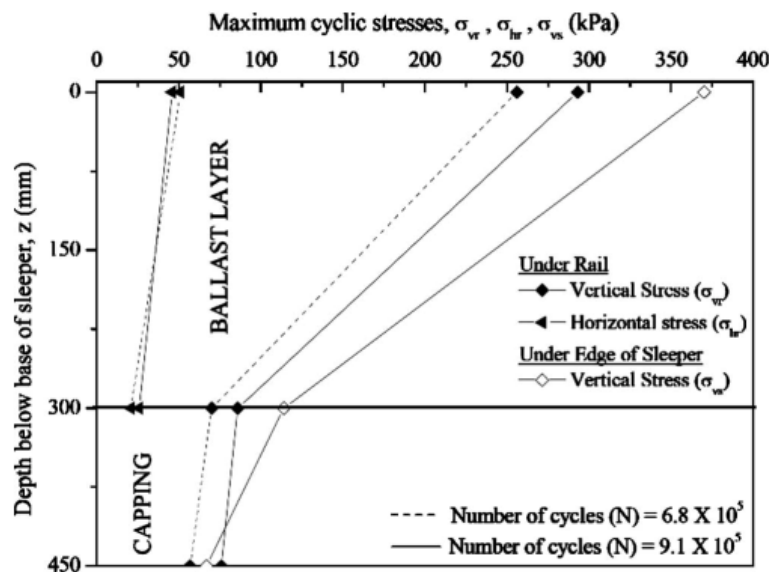


Kuva 11 Liikkuvan kuorman aiheuttamat jännitykset rakenteessa (Lekarp & Dawson 1998, s. 10).



Kuva 12 Pääjännityssuuntien kiertyminen radan pituus- ja poikkisuunnassa (Hendry 2011, s. 137)

Liikennekuormituksen aiheuttamat pystysuuntaiset sykliset jännitykset rakennekerroksissa ovat huomattavasti suuremmat kuin horisontaaliset jännitykset, mikä aiheuttaa leikkausmuodonmuutosten syntymistä rakennekerroksissa (Selig & Waters 1994, s. 6.1). Indraratna et al. (2010) mittasivat kenttämittauksissa tavarajunan (akselipaino 250 kN) aiheuttamia syklisiä maksimipysty- ja vaakajännityksiä. Pystysuuntaiset jännitykset pienenivät tukikerroksessa hyvin nopeasti syvyyden suhteen, mutta vaakasuuntaisen jännityksen suuruus ei muutu yhtä nopeasti, kuten kuvassa 13 on esitetty. Pysty- ja vaakajännitysten suhde ja etenkin tukevan sivupaineen suuruus on mielenkiinnon kohteena analysoitaessa ratarakenteiden stabiliteettia. Sivuttaissuuntaista tukea voidaan parantaa esimerkiksi asettamalla ratarakenteeseen geosyntetttinen vahviste. (Indratna et al. 2010.)



Kuva 13 Pysty- ja vaakasuuntaiset tavarajunan (akselipaino 250 kN aiheuttamat mitatut pystysuuntaiset sykliset maksimijännitykset kiskon alla ja ratapölkyn alla (Indraratna et al. 2010, s. 913).

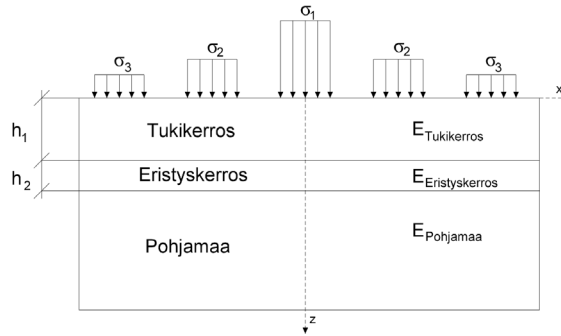
Ratapölkyn ja tukikerroksen välisen jännityksen suuruuden määrittäminen on hankalaa ja tulokset ovat vaihdelleet paljon eri mittauksissa. Kun oletetaan, että noin kolmannes pölkyn pituudesta toimii tehokkaasti, voidaan suunnittelua varten pölkyn ja tukikerroksen välisen keskimääräisen kosketuspaineen suuruus arvioida kaavalla 8. (Indraratna et al. 2011, s. 36.)

$$P_a = \left(\frac{3q_r}{bl} \right) \cdot F_2 \quad (8)$$

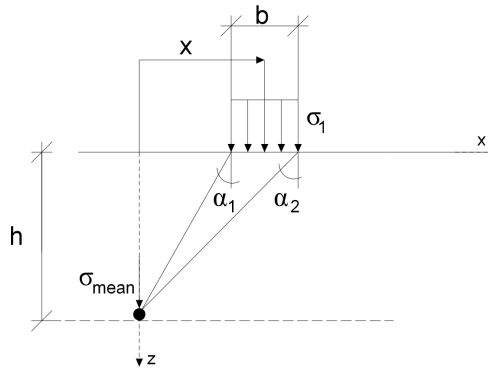
missä

P_a	pölkyn ja tukikerroksen välinen keskimääräinen kosketuspaine
q_r	akselipaino
b	pölkyn leveys
l	pölkyn pituus
F_2	pölkyn materiaalista riippuva materiaali parametri

Jännitysten suuruuksien määrittämiseen maapohjassa on kehitetty useita menetelmiä. Jännityslaskelmien tavoitteena on arvioida kuormasta aiheutunut jännitystila mahdollisimman realistisesti. Jännityslaskelmia tarvitaan, jotta voidaan arvioida pohjamaan kantokykyä, siihen syntyviä painumia ja painumaeroja. (RIL 157-1 1985, s. 313.) Zimmermannin menetelmällä voidaan arvioida liikennekuorman aiheuttamaa jännitystä pohjamaassa ratapenkereen alla. Liikennekuorman aiheuttaman jännityksen oletetaan olevan tasaisesti jakautunut kunkin ratapölkyn alapinnan alla. Jännityksen suuruus määritetään kullekin pölkylle radan pituussuunnassa kuvan 14 mukaisesti tasaisesti jakautuneina viivakuormina. Tällöin voidaan määrittää tasaisen viivakuorman aiheuttama jännitys kaksiulotteisen kimmoteorian mukaisesti kuvan 15 tavalla kullekin pölkylle ja sitten laskea usean pölkyn aiheuttama yhteisvaikutus halutussa syvyydessä superpositioperiaatteen mukaan. (Esveld 2001, s. 92–93.)



Kuva 14 Jännitysten jakautuminen radan pituussuunnassa (Mukailtuna Esveld 2001, s. 93).



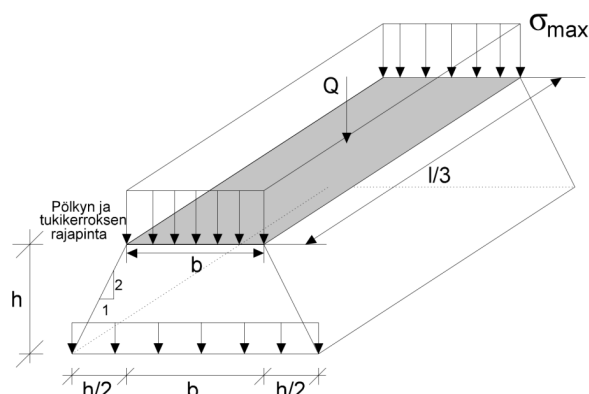
Kuva 15 Viivakuorman aiheuttama jännitys puoliavaruudessa (Mukailtuna Esveld 2001, s. 94).

Jännitysten määrittämiseen voidaan käyttää likimääräismenetelmiä, kun halutaan selvittää jännitysten suuruusluokka nopeasti esimerkiksi painumien arviointia varten. Menetelmien etuna onkin helppokäyttöisyys, mutta haittapuolena tulosten epätarkkuus. Brinch Hansen-Lundgrenin eli 2:1-likimääräismenetelmällä voidaan yksinkertaisesti määrittää keskimääräinen pystyjännityksen suuruuden jakautuminen syvyyden funktiona. Jännityksen oletetaan jakautuvan puolisuunnikkaan muodossa 2:1 kaltevuudessa kuvan 16 mukaisesti. Q määritetään muuttamalla ratapölkyn kolmasosan pituudella pölkyn ja tukikerroksen rajapinnassa vaikuttava jännitys vastaavaksi pistekuormaksi. Jännityksen suuruus halutussa pisteessä määritetään kaavan 9 mukaan. (Indraratna et al. 2011, s. 40.)

$$\sigma_{z,max} = \frac{Q}{(b + h)(\frac{l}{3} + h)} \quad (9)$$

missä

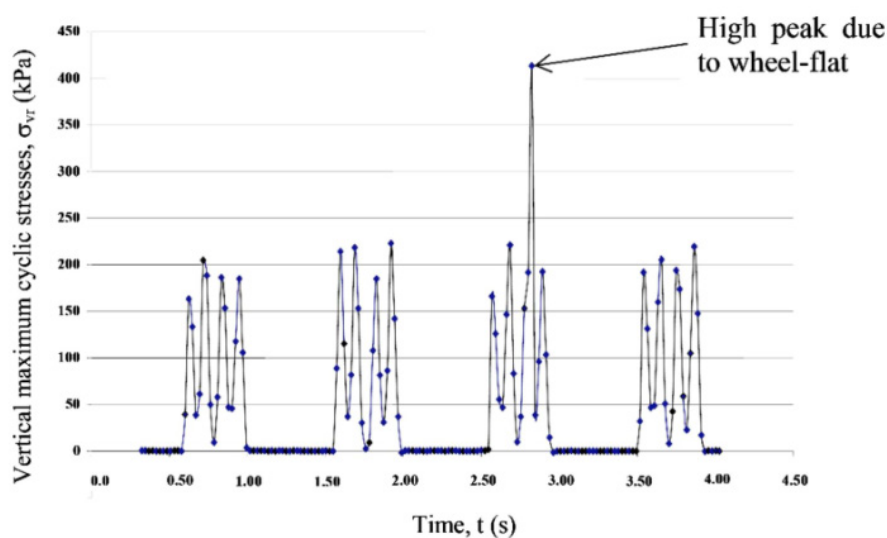
Q	pystykuorma
b	ratapölkyn leveys
h	tarkasteltu syvyys
l	ratapölkyn pituus



Kuva 16 Jännitysten jakautuminen likimääräismenetelmän mukaan (Mukailtuna Indraratna et al. 2011, s. 40).

3.2.2 Rataympäristön vaurioiden vaikutus jännitystiloihin

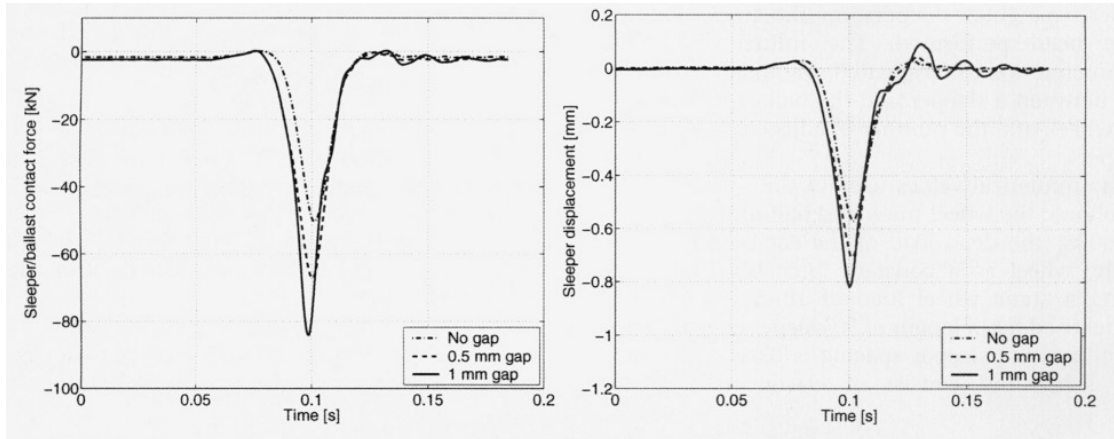
Rataympäristön vaurioiden aiheuttamat jännityslisäykset nopeuttavat radan vaurioitumisprosessia, mikä aiheuttaa lisääntyntä kunnossapitotarvetta esimerkiksi epätasaisen painuman takia. Tämä tulisi ottaa huomioon sekä ratarakenteen rakenteellisessa suunnittelussa että kunnossapitotoimien ajoituksen optimoinnissa. Kuvassa 17 on esitetty mitaustulokset kenttämittauksissa mitatuista yhden junanylityksen aiheuttamista maksimipystyjännityksistä kiskon alla tukikerroksessa. Kuvaajasta erottuu selkeästi yksi huippuarvo, joka selvitettiin aiheutuneen lovipyörän aiheuttaman kuormituslisäyksen takia. Tämä osoittaa, että vialliset pyörät voivat aiheuttaa hyvinkin suuren lisäyksen pystysuuntaisiin jännityksiin ratarakenteessa. (Indraratna et al. 2010.)



Kuva 17 Lovipyörän vaikutus pystysuuntaisiin jännityksiin kenttäkokeessa, kun kuormituksessa käytetty hiilenkuljetusjunaa (vaunut 100 tn) (Indraratna et al. 2010, s. 914).

Yang et al. (2009) tutkivat mallintamalla elementtimenetelmällä tukemattoman ratapölkyn vaikutusta alempiin rakennekerroksiin ja pohjamaahan. Ratapölkyn alapuoliset epätasaisuudet voivat aiheuttaa sen, ettei ratapölkky ole kokonaan tuettu, jolloin kalustosta aiheutuva kuorma ei jakaudu ideaalisesti alemmille radan rakennekerroksille. Tällöin huonosti tuetun ratapölkyn viereiset pölyt joutuvat kantamaan enemmän kuormaa, mikä näkyy suurempina jännityksinä niiden alla ratarakenteessa. Tukemattoman ratapölk-

kyn aiheuttama jännityslisäys kuitenkin pienenee suhteellisen nopeasti syvyyden mukana, ja kun radan rakennekerrokset ovat riittävän paksut, ei tästä aiheudu merkittäviä lisäjännityksiä ratarakenteen alimpiin osiin tai pohjamaahan saakka. Myös Lundqvist & Dahlberg (2005, s. 77) raportoivat samanlaisia tuloksia ratapölkyn ja tukikerroksen välisen kontaktivoiman muutoksista. Heidän mukaansa ratapölkyn ja tukikerroksen välinen kontaktivoima tukemattoman ratapölkyn viereisen pölkyn kohdalla kasvaa 70 % ja siirtymä 40 % (kuva 18). Junan suuri liikennöintinopeus kasvattaa kosketusvoimaa tukikerroksen ja ratapölkyn rajapinnassa ja aiheuttaa suurempia jännityksiä ja taipumia ratapölkkyissä.



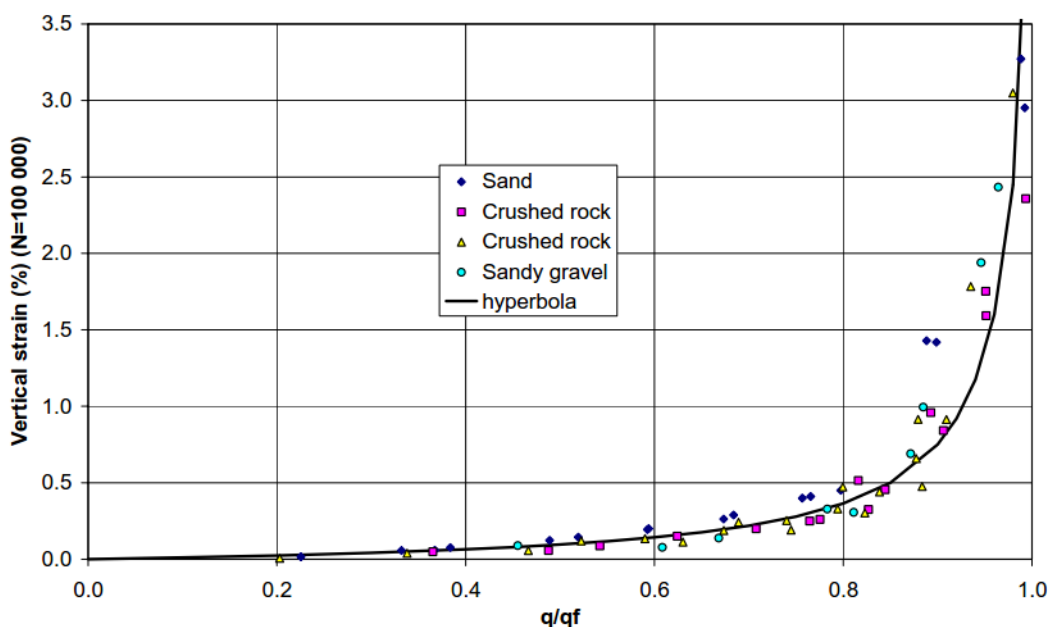
Kuva 18 Kontaktivoima pölkyn ja tukikerroksen rajapinnalla tukemattoman ratapölkyn viereisen pölkyn kohdalla. Vasemmalla on esitetty kontaktivoiman ja oikealla siirtymän muutos eri raon suuruuksilla 90 m/s kulkunopeudella. (Lundqvist & Dahlberg 2005, s. 71.)

4 Rakeisen materiaalin mekaaninen käyttäytyminen toistuvan kuormituksen alla

4.1 Mekaaninen käyttäytyminen

Ratarakenteen rakennekerrosten materiaalit ovat sitomattomia ja suhteellisen karkearakaisia kiviaineksia lukuun ottamatta eristyskerrosta, jossa on voitu käyttää hyvinkin vaihtelevasti hienorakeisia materiaaleja, jotka eivät täytä nykyisiä materiaalivaatimuksia. Rakeinen materiaali koostuu erikokoisista ja muotoisista kiviainesrakeista, jotka ovat kontaktissa toistensa kanssa. Rakeiden välinen tyhjä tila on täytynyt joko ilmalla, vedellä tai molemmilla. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 21–22.) Rakeiselle materiaalille on tyypillistä epälineaarinen jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen, mikä tarkoittaa, että materiaalin jäykkyys riippuu kuormituksen aiheuttamasta jännitystilasta. (Kolisoja et al. 1999, s. 101–102.)

Ratarakenne kokee elinkaarensa aikana lukemattoman määrän kuormitusyklejä. Rakeisten materiaalien käyttäytyminen toistuvan liikennekuorman alla on monimutkainen ilmiö, sillä jo pienillä jännitystasoilla esiintyy sekä palautuvia että palautumattomia muodonmuutoksia. Pienillä jännitystasoilla rakeinen materiaali myötölujittuu, jolloin sen jäykkyys kasvaa partikkelien järjestäytyessä tiiviimmin. Jännitystason lähestyessä murtoa ja samalla muodonmuutosten kasvaessa, materiaalin jäykkyys pienenee materiaalin myötöpehmetessä, kunnes materiaali saavuttaa murtotilan (kuva 19). (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 21–22.) Syklisen kuormituksen alaisena materiaalin murtuminen tapahtuu vähitellen staattista murtotilaa alemmilla jännitystiloilla (Selig & Waters 1994, s. 3.26)



Kuva 19 Muodonmuutosten syntyminen rakeisilla materiaaleilla lähestyttäessä murtoa syklisissä kolmiakselikokeissa (Korkiala-Tanttu 2005, s. 4).

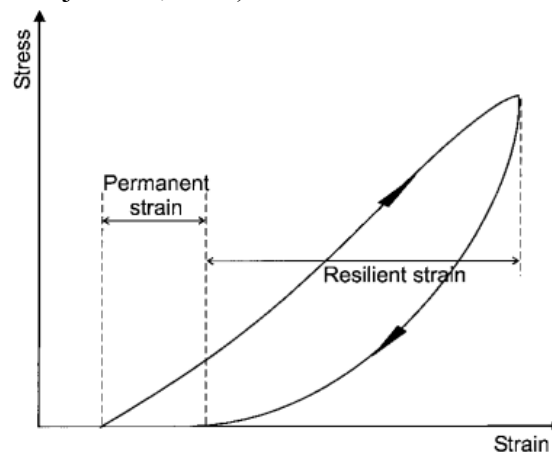
Chan (1990 s. 7) on erottanut eri osatekijöitä rakeisten materiaalien muodonmuutoskäyttäytymisessä niiden kuormituksen aikana. Raerungon tilavuus muuttuu, jolloin yksittäiset rakeet asettuvat uusiin paikkoihin ja koko raerunko tiivistyy, mutta yksittäisten rakeiden tilavuus ei muutu. Lisäksi yksittäiset rakeet liukuvat ja pyöriivät toistensa suh-

teen. Tähän vaikuttavat etenkin partikkelien väliset kitkavoimat. Yksittäisten rakeiden taipumista tapahtuu taas erityisesti rakeilla, jotka ovat muodoltaan ohuita. Rakeiden rikkoutuminen niiden hankautuessa toisiaan vasten on merkittävä tekijä, kun materiaalin raekoko ja kuormitus kasvavat. Rikkoutuminen voi alkaa hiljalleen jo alhaisemmilla jännitystasoilla. Rikkoutumisherkyyteen vaikuttavat yksittäisten rakeiden ominaisuudet, mineraalikoostumus, lujuus sekä rakeisiin kohdistuva jännitystaso. Kiviaineksen rikkoutumisen ja hienonemisen vaikutusta ratarakenteen toimintaan on tutkittu etenkin radan tukikerroksen yhteydessä.

4.2 Palautuvat muodonmuutokset

4.2.1 Vaikuttavat tekijät

Palautuvalla (elastisella) muodonmuutoksella tarkoitetaan sitä osaa kokonaismuodonmuutoksesta, joka palautuu ennalleen kuormituksen poistuessa (kuva 20). Palautumattomalla muodonmuutoksella tarkoitetaan puolestaan osaa, joka ei palaudu. Palautumattomia muodonmuutoksia käsitellään tarkemmin luvussa 4.3. Penkereen palautuvan muodonmuutuskäyttäytymisen ymmärrys on tärkeää etenkin penkereen lyhytaikaista dynaamista käyttäytymistä ja rakenteessa vallitsevia ja pohjamaalle välittyviä jännityksiä analysoitaessa (Kolisoja 1993, s. 26).



Kuva 20 Rakeisen materiaalin muodonmuutuskäyttäytyminen yhden kuormitusyklin aikana (Lekarp et al. 2000a).

Jännitystasolla on kaikista suurin merkitys palautuvien muodonmuutosten suuruuteen. Etenkin pääjännitysten summa ja sellipaineen suuruus vaikuttavat rakeisten materiaalien resilient-moduuliin, joka kuvaa kuormituspulssin ja kuormituksen suuntaisen palautuvan muodonmuutoksen suhdetta. Pääjännitysten summan ja sellipaineen kasvu kasvattaa myös resilient-moduulia. Pääjännitysten keskinäisellä erolla on edellisiä tekijöitä pienempi vaikutus resilient-moduuliin. Poissonin luku kasvaa pääjännitysten eron kasvaessa ja pienenee sellipaineen kasvaessa. (Lekarp et al. 2000a, s. 73.) Jännitystilän ohella materiaalin kyllästymisaste vaikuttaa suuresti palautuvaan muodonmuutuskäyttäytymiseen. Resilient-moduuli ja Poissonin luku pienenevät, kun rakeisen materiaalin kyllästymisaste kasvaa. Tämä johtuu veden voitelevasta vaikutuksesta ja siitä, että paikoin huokosveden aiheuttama imu pienenee, mikä johtaa alentuneisiin voimiin rakeiden välillä. Jos vesipitoisuus nousee niin suureksi, että rakeinen materiaali ratapenkereessä on kokonaan kyllästynyt, voi kehittyä huokosveden ylipainetta. Tällöin tehokkaat jännitykset laskevat, ja materiaalin jäykkyys ja kestävyys alenevat. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 180.)

Materiaalin rakeisuudella näyttää olevan jonkin verran vaikutusta epäsuorasti palautuvien muodonmuutosten syntymiseen. Materiaali, jolla on monipuolinen rakeisuus, pidättää paremmin vettä kuin lajittunut materiaali ja pystyy tiivistymään tiiviimmäksi, koska se sisältää myös pieniä rakeita. Tiiveyden merkitys palautuvaan muodonmuutokseen on hieman epäselvä, mutta materiaalin ollessa tiiviissä tilassa, resilient-moduulin voidaan olettaa olevan suurempi. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 180.)

Simonsen et al. (2002) tutkivat jäätymis-sulamissyklin vaikutusta resilient-moduuliin ja tekivät koesarjan erilaisille maanäytteille. Jäätyessään huoneenlämmöstä kymmeneen pakkasasteeseen näytteiden resilient-moduuli kasvoi 10–600 -kertaiseksi, kuten on odotettavissakin maan jäätyessä. Koko jäätymis-sulamissyklin jälkeen näytteiden resilient-moduulin todettiin alenevan 20–60 % eri näytteillä. Karkearakeisen hiekan, joka sisälsi 0,5 % hienoainesta, resilient-moduuli aleni 25 %. Tämä voisi heidän mukaansa johtua jäätyksen aiheuttamasta tilavuudenmuutoksista.

Jännityshistorialla, kuormitusajalla ja kuormituksen taajuudella ei ole merkittävää vaikutusta rakeisten materiaalien palautuviin muodonmuutoksiin (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 180). Grabe & Clayton (2014) tutkivat pääjännitysten kiertymisen vaikutusta hollow cylinder -laitteistolla, jolla kohdistettiin näytteeseen kolmiulotteisella dynaamisella elementtilaskennalla määritettyjen jännityspolkujen mukaiset pysty-, vaaka- ja leikkausjännitykset. He tutkivat neljän radan alusrakenteessa tai pohjamaassa käytettävän materiaalin näytettä, joiden hienoainespitoisuus vaihteli 7–24 %. Kokeet tehtiin sekä ilman pääjännitysten kiertymistä että pääjännitysten kiertymisen kanssa. Kokeiden perusteella havaittiin, että pääjännitysten kiertyminen alentaa resilient-moduulia noin 20–26 % riippuen näytteen hienoainespitoisuudesta, ylikonsolidaatioasteesta ja näytteen valmistusvaiheesta käytetystä konsolidaatiomenettelystä.

4.2.2 Palautuvien muodonmuutosten mallintaminen

Rakeisten materiaalien palautuvia muodonmuutoksia mallinnettaessa käytetään pääasiassa kahta lähestymistapaa. Materiaalin jännitys-muodonmuutossuhdetta voidaan kuvata jännitystasosta riippuvan resilient-moduulin ja Poissonin luvun avulla. Tätä lähestymistapaa on käytetty laajalti. Toinen mahdollisuus on käyttää tapaa, jossa jännitykset ja muodonmuutokset jaetaan tilavuus- ja leikkauskomponentteihin. Tämän menetelmän etuina pidetään materiaalin käyttäytymistä realistisemmin kuvaavaa esitystapaa kolmiulotteisessa jännitystilassa. Tällaiset mallit ovat yleensä kuitenkin monimutkaisempia kuin mallit, joissa hyödynnetään resilient-moduulia ja Poissonin lukua, ja niihin tarvittavat parametrit ovat vaikeampia määrittää. (Lekarp et al. 2000a.) Tässä työssä esitellään mallintamisen perusperiaatteita sekä palautuvien että palautumattomien (luku 4.3.2) muodonmuutosten osalta, mutta kattavammin erilaisia malleja on esitelty esimerkiksi lähteissä Lekarp et al. (2000a ja 2000b) sekä Brecciaroli & Kolisoja (2006).

Tärkein palautuvaan muodonmuutokseen vaikuttava tekijä on jännitystila, minkä takia jännityksen ja muodonmuutoksen suhde tulee pyrkiä mallintamaan mahdollisimman tarkasti (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 72). Lineaarinen malli on yksinkertaisin tapa, jolla voidaan kuvata palautuvia muodonmuutoksia. Tällöin materiaalin oletetaan käyttäytyvän lineaarisesti kimmoisesti Hooken lain mukaisesti. Malliin tarvitaan sekä kimmomoduli E ja Poissonin luku ν tai leikkausmoduuli G ja tilavuusmoduuli K . Käytettäessä lineaarista materiaalmallia on erittäin tärkeää määrittää moduuli kuormitustilanteen jännitysväliä vastaavaksi, koska todellisuudessa karkearakeiset materiaalit käyttäytyvät epälineaarisesti. (Kolisoja 1993, s. 27.) Kolmiulotteisessa tapauksessa jännitysten ja muodonmuutosten välinen yhteys voidaan ilmaista seuraavasti:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (10)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} [\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1)] \quad (11)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (12)$$

missä

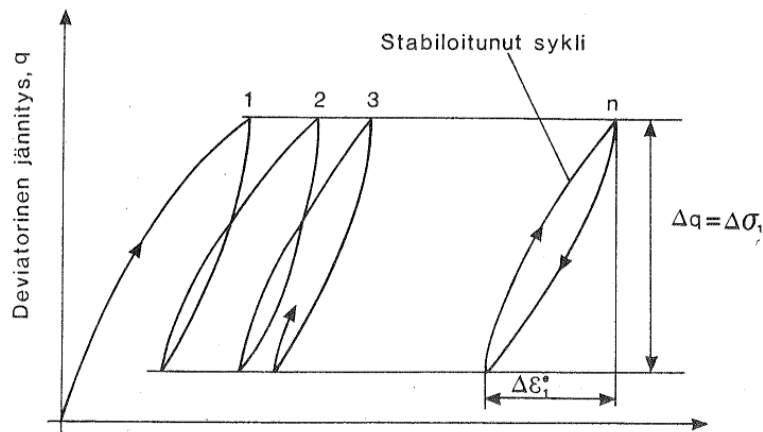
$\varepsilon_{1,2,3}$ pääjännitysten suuntaiset suhteelliset muodonmuutokset

$\sigma_{1,2,3}$ pääjännitykset

E kimmomoduuli

ν Poissonin luku (Kolisoja 1993, s. 27.)

Kuormituspulssin ja kuormituksen suuntaisen palautuvan muodonmuutoksen suhdetta kutsutaan resilient-moduuliksi (kuva 21). Parametria käytetään kuvaamaan materiaalin epälineaarista jännitystasosta riippuvaa käyttäytymistä. Resilient-moduuli määritetään yleensä dynaamisella kolmiaksisialikokeella deviatorisen jännityksen vaihteluvälin ja palautuvan suhteellisen muodonmuutoksen suhteena (kaava 13), kun näytettä on kuormitettu syklisesti niin kauan, että se alkaa käyttäytyä lähes kimmoisasti. (Kolisoja 1993, s. 28.)



Kuva 21 Resilient-moduulin määrittäminen (Kolisoja 1993, s. 28).

$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon^e} \quad (13)$$

missä

M_r resilient-moduuli

Δq deviatorisen jännityksen vaihteluväli

$\Delta \varepsilon^e$ palautuva suhteellinen muodonmuutos

Lekarp et al. (2000a, s. 70) esittelevät artikkelissaan 1960- ja 1970-luvuilla kehitetyn $k-\theta$ -mallin, jossa resilient-moduuli määritetään kaavan 14 mukaan. Kaavassa 15 on otettu huomioon mittayksiköt, joten sitä suositellaan käytettäväksi yksiköiden loogisuuden vuoksi. Yksinkertaisuutensa takia mallia on hyödynnetty laajalti analysoitaessa materiaalin jännityksen ja jäykkyyden epälineaarista suhdetta. Mallissa on kuitenkin joitakin

epäkohtia. Poissonin luku oletetaan siinä vakioksi, vaikka sen arvo muuttuu jännitystason vaihdellessa. Lisäksi k - θ -mallissa resilient-moduuli riippuu pelkästään pääjännitysten summasta, mikä ei kuvaa tarpeeksi kattavasti jännitystilan vaikutusta moduuliin arvoon. (Lekarp et al. 2000a, s. 70.) Mallista on esitetty useita parannuksia, joista Lekarp et al. (2000a) esittelee yhtenä esimerkkinä Uzanin (1985) kehittämän mallin. Siinä malliin liitettiin riippuvuus leikkausjännitykseen (kaava 16).

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad (14)$$

$$M_r = k_1 p_0 \left(\frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \quad (15)$$

missä

M_r	resilient-moduuli
$k_{1,2}$	materiaaliparametrit
θ	pääjännitysten summa
p_0	vertailujännitys

$$M_r = k_1 \cdot p_0 \left(\frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \left(\frac{q}{p_0} \right)^{k_3} \quad (16)$$

missä

M_r	resilient-moduuli
$k_{1,2,3}$	materiaaliparametrit
p_0	vertailujännitys
θ	pääjännitysten summa
q	leikkausjännitys

Toinen tapa mallintaa palautuvia muodonmuutoksia on jakaa jännitykset ja muodonmuutokset tilavuuskomponentteihin (kaavat 17 ja 19) ja leikkauskomponentteihin (kaavat 18 ja 20). Tällöin hyödynnetään resilient-moduulin ja Poissonin luvun sijaan tilavuudenmuutosmoduulia K (kaava 21) ja leikkausmuodonmuutosmoduulia G (kaava 22). Tämän menetelmän etuina pidetään materiaalin käyttäytymistä realistisemmin kuvaavaa esitystapaa kolmiulotteisessa jännitystilassa. Tällaiset mallit ovat yleensä kuitenkin monimutkaisempia kuin mallit, jotka perustuvat resilient-moduuliin ja Poissonin lukuun, ja niihin tarvittavat parametrit ovat vaikeampia määrittää. (Lekarp et al. 2000a.)

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (17)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (18)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (19)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (20)$$

$$K = \frac{p}{\varepsilon_v} \quad (21)$$

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_s} \quad (22)$$

missä

p	keskimääräinen pääjännitys
q	deviatorinen jännitys
$\sigma_{1,2,3}$	pääjännitykset
ε_v	tilavuudenmuodonmuutoskomponentti
ε_s	leikkausmuodonmuutoskomponentti
$\varepsilon_{1,2,3}$	pääjännitysten suuntaiset suhteelliset muodonmuutokset
K	tilavuudenmuutosmoduuli
G	leikkausmuodonmuutosmoduuli

4.3 Palautumattomat muodonmuutokset

4.3.1 Vaikuttavat tekijät

Palautumattomilla muodonmuutoksilla tarkoitetaan rakenteen pysyviä eli plastisia muodonmuutoksia (kuva 20), jotka eivät palaudu kuormituksen poistuessa. Vain pieni osa yhden kuormituskerran aikana tapahtuvasta muodonmuutoksesta on pysyvää, mutta koska yksittäisiä kuormituskertoja on lukemattomia ratarakenteen käyttöaikana, on niiden muodostumisella pitkällä aikavälillä suuri merkitys. Tämän vuoksi pysyvien muodonmuutosten syntymekanismin ja niihin vaikuttavien tekijöiden tunteminen on erittäin tärkeää arvioitaessa rakenteen pitkäaikaistoimivuutta ja mahdollisten liikennöintiin vaikuttavien vaurioiden syntyä. Rakeisten materiaalien palautumattomien muodonmuutosten syntyä on tutkittu vähemmän kuin palautuvaa muodonmuutuskäyttäytymistä. Tämä johtuu siitä, että pysyvien muodonmuutosten pitkäaikaismuodostumisen testaaminen on työläämpää kuin palautuvan käyttäytymisen, koska koestusajat ovat huomattavasti pidempiä ja jokaiselle koesarjalle tarvitaan yleensä oma näyte. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 94.)

Kuten palautuvien muodonmuutosten, myös pysyvien muodonmuutosten syntyyn vaikuttaa useita tekijöitä. Palautumattomien muodonmuutosten suuruus liittyy vahvasti jännitustasoon ja ennen kaikkea pääjännityseron ja sellipaineen väliseen jännityssuhteeseen. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 181.) Koska pysyvät muodonmuutokset kertyvät rakenteeseen vähitellen, on kuormituskertojen lukumäärä tärkeä muuttuja arvioitaessa ratapenkereen pitkäaikaisia muodonmuutoksia (Lekarp et al. 2000b). Myös jännityshistorialla on suuri vaikutus palautumattomien muodonmuutosten syntymiseen. Jos materiaali on aiemmin kokenut korkeita jännitustasoja, on sillä parempi kyky vastustaa pysyviä muodonmuutoksia ja materiaalin murtoraja on tällöin myös suurempi. Tähän vaikuttavat luultavasti materiaalin tiivistyminen ja rakeiden uudelleenjärjestäytyminen. (Uthus 2007, s. 43.) Toisaalta, jos kuormitus on aiemmin löyhdyttänyt materiaalia, on vaikutus päinvastainen (Lekarp et al. 2000b).

Myös vesipitoisuudella on vaikutusta pysyvien muodonmuutosten syntymiseen. Kun vesipitoisuus on korkea, materiaalin kyky vastustaa muodonmuutoksia madaltuu suhteellisen nopeasti huokosveden ylipaineen ja tehokkaiden jännitysten alenemisen takia. (Lekarp et al. 2000b.) Huonosti toimiva ratarakenteen kuivatus ja pengermateriaalin pieni vedenläpäisevyys altistavat tällaisille tilanteille. Bilodeau et al. (2011, s. 516) tutkivat vuodenaikaisvaihteluiden aiheuttaman jäätymis-sulamissyklin vaikutusta pysyvien

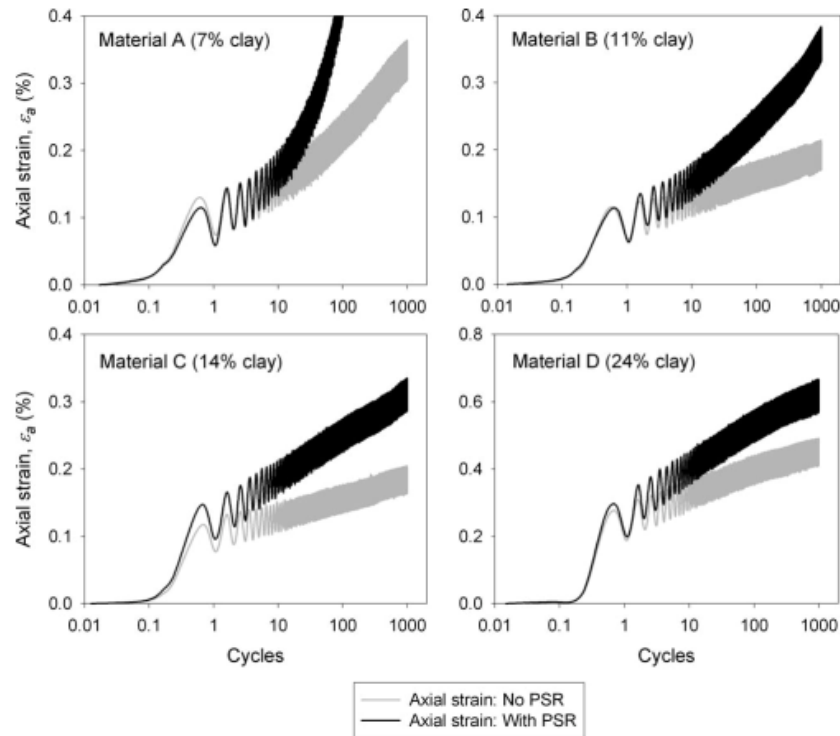
muodonmuutosten syntymiseen teiden alusrakennekerroksissa käytettäviin sitomattomiin materiaaleihin. Jo pienetkin routimisen aiheuttamat muodonmuutokset vaikuttavat materiaalin muodonmuutuskäyttäytymiseen, sillä ne voivat muuttaa rakeiden välisiä kontakteja ja aiheuttaa pysyvien muodonmuutosten syntyä. Jotta routimista voi tapahtua, täytyy rakenteessa olla vettä. Jos sulava vesi ei pääse poistumaan rakenteesta routan sulaessa, voi muodostua korkeita huokosvedenpaineita, jotka myös osaltaan voivat aiheuttaa pysyvien muodonmuutosten syntyä. Tehokas ja toimiva kuivatus onkin paras tapa estää routimisen aiheuttamia haittoja palautumattomien muodonmuutosten syntymisessä.

Rakeinen materiaali tiivistyy, kun rakeet uudelleenjärjestäytyvät, hienonevat tai nämä molemmat ilmiöt tapahtuvat samanaikaisesti (Suiker et al. 2005). Rakeisen materiaalin tiiveys on yksi tärkeimmistä tekijöistä, joka vaikuttaa muodonmuutosten syntyyn ratapenkereessä. Hyvin tiivistetyt rakennekerrokset estävät pysyvien muodonmuutosten syntyä tehokkaasti. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 181.) Taulukossa 1 on esitetty materiaalin tiiveyden vaikutus sen kitkakulmaan. Tiiveystilalla on siis hyvin merkittävä vaikutus materiaalin lujuusominaisuuksiin kerroksellisessa ratarakenteessa.

Taulukko 1 Tiiveyden vaikutus eri materiaalien kitkakulman suuruuteen (Ratahallintokeskus 2005a, s. 6).

Tiiveys	Maalaji					
	Siltti	Hiekka	Sora	Moreeni	Sepeli	Louhe
Löyhä	26°	30°	34°	34°	30°	38°
Tiivis	33°	38°	40°	40°	38°	50°

Liikkuvan liikennekuormituksen aiheuttama pääjännityssuuntien kiertyminen lisää pysyvien muodonmuutosten syntyä rakennekerroksissa (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 105, Grabe & Clayton 2009). Grabe & Clayton (2009) tutkivat pääjännitysten kiertymisen vaikutusta pysyvien muodonmuutosten syntymiseen ja suorittivat koesarjan hollow cylinder -laitteistolla neljälle eri radan alusrakenteessa käytetylle materiaalille. He havaitsivat, että pienellä hienoainespitoisuudella pääjännitysten kiertymisellä oli suurempi vaikutus pysyvien muodonmuutosten syntyyn, kuten kuvassa 22 nähdään.



Kuva 22 Pysyvät muodonmuutokset ilman pääjännitysten kiertymistä (No PSR) ja pääjännitysten kiertymisen kanssa (with PSR) hollow cylinder -laitteella (Grabe & Clayton 2009).

Alusrakennekerrokseen käytetään pääasiassa kalliomursketta tai luonnon hiekkaa ja soraa. Nämä eroavat toisistaan ominaisuuksiltaan etenkin raumuodon ja pinnan karkeuden vuoksi, mikä aiheuttaa suurimmat erot murskeen ja luonnonmateriaalien välillä pysyvässä muodonmuutuskäyttäytymisessä. Suurilla kuormitustasoilla jännitykset rakeiden välisissä kontaktipinnoissa kasvavat ja aiheuttavat rakeiden murtumista tai niiden reunojen rikkoutumista. Tällöin rakeet liikkuvat toistensa suhteen ja hakeutuvat uuteen tasapainotilaan. Kalliomurskeiden karkean ja särmikkään muodon vuoksi liikennekuormituksen suuret jännitystasot aiheuttavat niiden kulumista ja hienoaineksen syntymistä helpommin kuin pyöreärakeisilla luonnonmateriaaleilla. (Werkmeister 2003, s. 7-8–7-9.) Myös Kolisoja (1997, s. 171) totesi, että rakeiden muodolla ja pinnan karkeudella on vaikutusta ainakin epäsuorasti pysyvään muodonmuutuskäyttäytymiseen ja että sen vaikutuksen suuruutta on vaikea määrittää.

Rakeisuudella, hienoainespitoisuudella ja maksimiraekoolla on myös vaikutusta pysyvään muodonmuutuskäyttäytymiseen. Keskimääräisen raekoon kasvaessa myös materiaalin moduuli kasvaa. (Kolisoja 1997, s. 171.) Hoffin (1999, s. 112–115) mukaan rakeisuudella näyttäisi olevan merkitystä, sillä jos rakeiden välit ovat täyttyneet pienemmillä rakeilla, lisääntyy rakeiden kontaktipintojen määrä ja kyky vastustaa palautumatonta muodonmuutoksia kasvaa. Lajittuneet materiaalit näyttäisivät siis toimivan tässä suhteessa huonommin. Suuri hienoainespitoisuus kuitenkin alentaa rakeisen materiaalin kykyä vastustaa pysyviä muodonmuutoksia (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 182).

4.3.2 Palautumattomien muodonmuutosten mallintaminen

Mallinnettaessa rakeisten materiaalien pitkäaikaista käyttäytymistä on tärkeää löytää tapa ottaa mallissa huomioon pysyvien muodonmuutosten vähittäinen kertyminen pitkän ajan kuluessa. Tähän vaikuttavat yksittäisten kuormituskertojen määrä ja kuormitusten aiheuttamien jännitysten suuruus. Tämän vuoksi tärkeintä mallin toimivuuden kannalta rakenteen pitkäaikaikäikäytymisen mallintamisessa on kehittää malli, joka mallintaa pysyvän muodonmuutoksen halutulla kuormituskertamäärällä ja jännitystasolla. (Werkmeister 2003, s. 2-19.) Pysyvän muodonmuutokseen käyttäytymisen tutkimisen vähäisyyden vuoksi pysyvää muodonmuutosta kuvaavat mallit ovat kehittymättömämpiä kuin palautuvaa muodonmuutosta kuvaavat mallit (Werkmeister 2003, Brecciaroli & Kolisoja 2006). Mallintamisen lähtökohtana on pystyä mallintamaan pysyvien muodonmuutosten asteittainen kertyminen. Lekarp et al. (2000b, s. 80–81) jaottelevat pysyvien muodonmuutosten mallit kolmeen kategoriaan. Ensimmäisenä lähestymistapana on mallintaa pysyvien muodonmuutosten syntyä kuormituskertojen määrän suhteen. Toisessa lähestymistavassa pysyviä muodonmuutoksia mallinnetaan jännitystilan suhteen. Kolmas lähestymistapa pohjautuu puolestaan shakedown-teoriaan.

Kuormituskertamäärän mukaiset mallit käyttävät yleensä lähestymistapaa, jossa malli määrittelee ensimmäisen kuormitus syklin aikana tapahtuvan pysyvän muodonmuutoksen suuruuden. Jotta voidaan määrittellä muodonmuutoksen suuruus suuren kuormituskertamäärän jälkeen, ilmaistaan muodonmuutosten kehittyminen ensimmäisen kuormituksen aikana syntyneen muodonmuutoksen suuruuden eksponenttifunktiona. Tällöin kertynyt kokonaismuodonmuutos voidaan määrittää jokaisen kuormitus syklin aikana syntyneiden muodonmuutosten summana. (Lekarp et al. 2000b, s. 80.)

Jännitystilaan liittyvän lähestymistavan mukaisesti yhtenä tapana on ollut etsiä korrelaatio staattisille ja toistokuormituskokeille. Tämä lähestymistapa on kuitenkin hankala, koska rakeisen materiaalin käyttäytyminen on hyvin monimutkainen ilmiö. Lisäksi materiaali ei reagoi samalla tavalla staattiseen ja sykliseen kuormitukseen. Toinen jännitystilaan perustuva lähestymistapa on kehittää yhteys pysyvien muodonmuutosten syntymiselle ja sille, kuinka lähellä lisätty kuorma on staattista murtokuormaa. Sweere (1990) esitteli väitöskirjassaan mallin (kaava 23), jota Korkiala-Tanttu (2008) täydensi omassa väitöskirjassaan termillä (kaavat 24 ja 25), joka kuvaa, kuinka lähellä murtoa materiaali on.

$$\varepsilon_p^1 = a \cdot N^b \quad (23)$$

missä

ε_p^1	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
a, b	regressiokertoimet
N	kuormituskertojen määrä

$$\varepsilon_p = C \cdot N^b \cdot \frac{R}{1 - R} \quad (24)$$

$$R = \frac{q}{q_f} \quad (25)$$

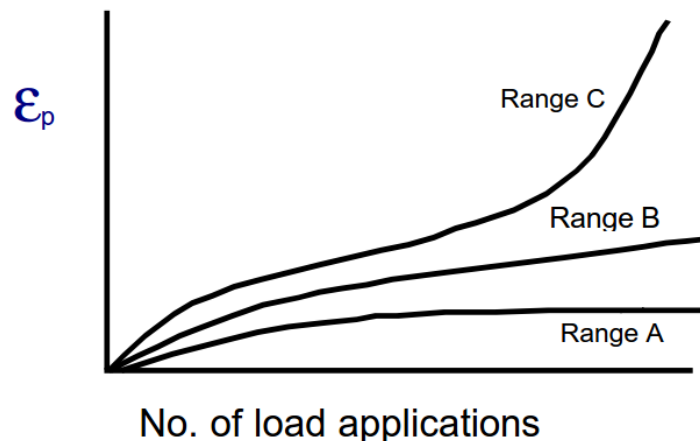
missä

ϵ_p^1	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
C	pysyvä muodonmuutos ensimmäisen kuormitus syklin aikana
N	kuormituskertojen määrä
b	materiaaliparametri
R	murtosuhte
q	deviatorinen jännitys
q_f	deviatorinen jännitys murrossa

Kolmas lähestymistapa kuvata palautumatonta muodonmuutoskäyttäytymistä on hyödyntää shakedown-teoriaa. Tähän liittyen on määritelty shakedown-teorian pohjalta shakedown limit -termi, jolla kuvataan vakaan ja epävakaan tilan eroa rakenteessa toistuvan kuormituksen alaisena. Werkmeister (2003) jaotteli väitöskirjassaan rakeisen materiaalin käyttäytymiselle kolmea eri tyyppiä (kuva 23):

A	Plastinen shakedown (engl. Plastic Shakedown)
B	Plastinen viruma (engl. Plastic Creep)
C	Vähittäinen murtuma (engl. Incremental Collapse)

Tyypin A mukaan käyttäytyvä materiaali alkaa alun tiivistymisvaiheen jälkeen käyttäytyä kyseisellä kuormitustasolla kimmoisasti. Tyypin B mukaisesti käyttäytyvä materiaali käyttäytyy ensin tyypin A tavalla, kun materiaali tiivistyy. Sen jälkeen palautumattomien muodonmuutosten suuruus kasvaa, mutta sitten tasoittuu. Kun materiaali käyttäytyy tyypin C mukaisesti, aluksi voidaan nähdä materiaalin tiivistyvän, mutta sitten pysyvät muodonmuutokset alkavat kasvaa hyvin nopeasti kuormitus syklien myötä. Tämän jaottelun perusteella eri materiaalien soveltuvuutta eri tilanteisiin voidaan arvioida. (Werkmeister 2003, s. 2-17.)



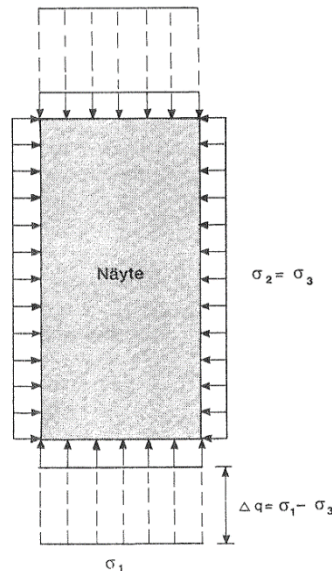
Kuva 23 Materiaalin käyttäytyminen toistuvan kuormituksen alaisena (Arnold et al. 2000, s. 4-12).

Palautuvien ja palautumattomien muodonmuutosten mallintamiseen karkearakeisissa materiaaleissa on kehitetty lukuisia malleja, mikä kertoo tutkimusongelman monimutkaisuudesta ja siitä, että tutkijat ovat kehittäneet malleja kuvaamaan omia tutkimusaineistojaan. Palautuvien ja palautumattomien muodonmuutosten mallintamisen saralla on siis tarve yleisluontoisemmille ja käytettävyydeltään suhteellisen yksinkertaisille malleille, joilla on kuitenkin vahva teoreettinen perusta. (Lekarp et al. 2000a, s. 73; Lekarp et al. 2000b, s. 82).

4.4 Mekaanisen käyttäytymisen tutkiminen laboratoriossa

Jotta ratarakenteen kuormitus- ja muodonmuutoskäyttäytymistä voidaan kunnolla analysoida ja siirtyä rakenteen kuormituskestävyyden mitoittamiseen, pitää käyttäytymistä kuvaavat materiaaliominaisuudet pystyä selvittämään rakenteen toimintaa kuvaavia malleja varten. Laboratorio-olosuhteissa tutkiminen onnistuu kontrolloiduissa olosuhteissa, mutta silloin ei aina saavuteta kenttäolosuhteissa vallitsevaa realistista tilannetta.

Dynaaminen kolmiakσιαalikoe on yleisesti käytetty menetelmä tutkittaessa rakeisen materiaalin muodonmuutosominaisuuksia toistuvan kuormituksen alaisena. Dynaamisessa kolmiakσιαalikokeessa näytettä kuormitetaan syklisesti ja nopeammin kuin tavallisessa kolmiakσιαalikokeessa. Ratarakenteen materiaaleja testattaessa näytekkappaleiden koko on materiaalien raekoosta johtuen kohtalaisen suuri. Näytekkappaleeseen voidaan kohdistaa kuormitusta kuvan 24 mukaisesti pääjännityssuunnissa. Aksisymmetrisyydestä johtuen kaksi pääjännityksistä on yhtä suuria. Kokeessa mitataan yleensä sellipainetta, aksiaalista kuormitusta sekä näytteen aksiaalista ja vaakasuuntaista muodonmuutosta. Lisäksi, jos näyte on kyllästetty, mitataan huokosvedenpainetta. (Kolisaja 1993, s. 95–97.)

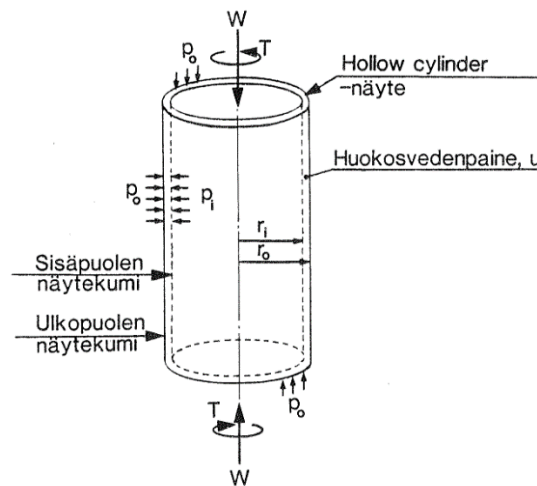


Kuva 24 Dynaamisessa kolmiakσιαalikokeessa käytettävän näytteen jännitystilä (Kolisaja 1993, s. 95).

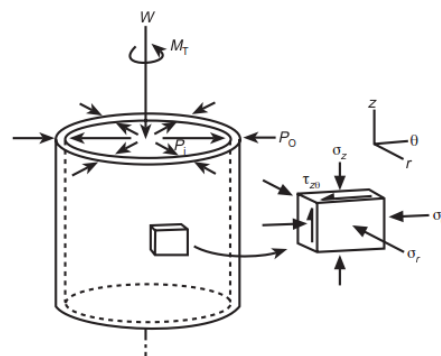
Kuormitusmenettelyn valinnassa on huomioitava todellisen tilanteen koko jännitysalue, jotta voidaan selvittää muodonmuutosmoduulien epälineaariset jännitysriippuvuudet (Kolisaja 1993, s. 98). Merkittävin rajoite dynaamisen kolmiakσιαalikokeen käytössä on se, ettei sillä pystytä simuloimaan pääjännityssuuntien kiertymistä, vaikka tällä on suuri vaikutus etenkin palautumattomien muodonmuutosten syntymiseen (Grabe & Clayton 2009). Tämä tulee huomioida arvioitaessa materiaalin toimintaa ja kestävyyttä ratarakenteessa dynaamisten kolmiakσιαalikokeiden pohjalta.

Kolmiakσιαalilaitteen pohjalta kehitetyllä hollow cylinder -laitteistolla voidaan hyvin monipuolisesti testata erilaisia jännitystiloja (kuva 25) verrattuna muihin laboratorio-menetelmiin (Kolisaja 1993, s. 100), mutta laitteiston käytön monimutkaisuus rajoittaa sen laajempaa hyödynnettävyyttä muussa kuin tutkimuskäytössä (O'Reilly & Brown 1991, s. 92, Grabe & Clayton 2014). Näyte on laitteistossa ohuena seinämänä ontton

sisäosan ympärillä. Näytteeseen kohdistuvaa painetta voidaan säädellä sekä sisä- että ulkopuolelta. Tämän lisäksi näytteeseen voidaan kohdistaa aksiaalista kuormitusta ja vääntöä. (Kolisoja 1993, s. 100.) Laitteella voidaan tutkia pääjännityssuuntien kiertymistä, millä on vaikutusta rakeisen materiaalin muodonmuutuskäyttäytymiseen liikennekuormituksen alaisena (O'Reilly & Brown 1991, s. 92). Yksi näytteeseen kohdistettavista pääjännityssuunnista (kuva 26) on aina oltava näytteen säteen suuntainen, mutta kahden muun pääjännityksen suuntaa ja suuruutta voidaan säätää aksiaalisen kuormituksen ja väännön avulla.



Kuva 25 Hollow Cylinder -laitteiston toimintaperiaate (Kolisoja 1993 s. 100).



Kuva 26 Jännitystilat hollow cylinder-laitteistossa (Brown 1996, s. 394).

Bender element -koetta käytetään, kun halutaan tutkia materiaalin käyttäytymistä hyvin pienillä muodonmuutostasoilla. Koeasettelussa kolmiaksaalikoenäytteeseen asennetaan pietsokeraamiset lähetin- ja vastaanotinelementit (kuva 27). Näytteeseen johdetaan tasajännite, jonka napaisuutta kääntämällä saadaan aikaan leikkausaalto. Lähetin- ja vastaanotinelementit ovat tunnetun etäisyyden päässä toisistaan ja vastaanotinelementti havaitsee saapuvan leikkausaallon aiheuttaman liikkeen jännitemuutoksena. Leikkausaallon mitatun kulkumatkan ja siihen kuluneen ajan perusteella voidaan määrittää leikkausaallon nopeus, jonka avulla saadaan kaavan 26 avulla määritettyä leikkausmoduulin maksimiarvo G_{max} . (Kolisoja 1993, s. 104–105.) Bender element -kokeen hyvänä puoleena voidaan pitää sen suhteellista edullisuutta ja näytteen valmistuksen yksinkertaisuutta. Heikkoutena voidaan pitää rajoittumista hyvin pienten muodonmuutosten tutkimiseen. Lisäksi kokeen geofysikaalisen luonteen ja epäsuoran mittaustavan vuoksi ensiaallon saapuminen vaatii tulkintaa, mikä voi altistaa epätarkkuuksille. (Benz 2007, s. 12–13.)

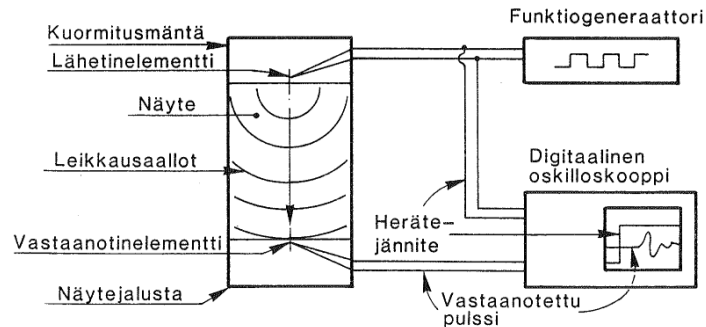
$$G_{max} = \rho \cdot V_s \quad (26)$$

missä

G_{max} leikkausmoduulin maksimiarvo

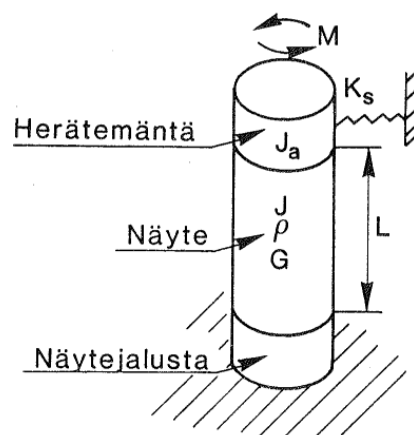
ρ irtotiheys

V_s leikkausaallon nopeus



Kuva 27 Bender element -koejärjestelyn periaate (Kolisoja 1993, s. 104).

Resonant column -laitteistolla (kuva 28) voidaan tutkia Bender element -kokeen tapaan materiaalin käyttäytymistä alhaisilla muodonmuutostasoilla. Näytettä voidaan kuormittaa kolmiaksisiaalilaitteen tapaan ja lisäksi näytekappaleeseen voidaan kohdistaa vääntöä (Benz 2007, s. 13). Resonant column -kokeessa näytekappaletta kuormitetaan vaihtuva-taajuisella vääntövärähtelyllä. Herätetaajuutta muutetaan, jotta näyte ja kuormitusmäntä saataisiin värähtelemään niille yhteisellä ominaistajuudella. Ominaistaajuuden saavuttaminen voidaan havaita näytteen leikkausmuodonmuutosamplitudin maksimina siirtymä- tai kiihtyvyyssmittausten perusteella. Näytteen tiheyden, korkeuden ja ominaistaajuuden perusteella voidaan määrittää leikkausmoduulin maksimiarvo G_{max} . Laitteistolla voidaan tutkia hyvin esimerkiksi materiaalin tiiviys- ja kosteustilan sekä mineralogisen koostumuksen vaikutusta muodonmuutuskäyttäytymiseen. (Kolisoja 1993, s. 102–103.) Kokeen kalleuden vuoksi sitä hyödynnetään harvoin tavanomaisessa suunnittelukäytössä (Benz 2007, s.14).



Kuva 28 Resonant column -laitteen toimintaperiaate (Kolisoja 1993, s. 102).

kyys ja ohuilla penkereillä myös pohjamaan jäykkyys. Rakenteen kokonaisjäykkyyttä voidaan käyttää indikaattorina, kun arvioidaan rakenteen kuormituskestävyyttä ja käyttöikä. (Kalliainen et al. 2011, s. 19, 26)

Huonosti tiivistetyssä ja jäykkyydeltään alhaisessa rakenteessa liikenteen aiheuttama kuormitus aiheuttaa paljon pysyviä muodonmuutoksia. Tällöin radan alusrakenne tiivistyy etenkin kiskolinjojen kohdalta, mikä johtaa raiteen hitaaseen vajoamiseen ja lisääntyneeseen tukikerroksen tukemistarpeeseen. Rakenteen tiivistyminen kiskolinjojen kohdalta voi aiheuttaa myös lisääntyviä rasituksia ratapölkyille, radan alusrakenteen lakoaamista sivuille ja pengerluiskien löyhtymistä. Tällöin myös tukikerroksen raidesepelin hienontuminen on todennäköisempää ja pohjamaa voi helpommin sekoittua radan alusrakennekerrokseen. (Kalliainen et al. 2011, s. 19.) Jos pysyvät muodonmuutokset ja radan epäjatkavuudet muodostuvat liian suuriksi rataosuuden liikenteen asettamille vaatimuksille, on mahdollisuutena liikennöinnin rajoittaminen esimerkiksi nopeusrajoituksin tai rakenteen korjaaminen (Suiker 2002, s. 127).

Mikäli ratarakenteen toiminnassa ilmenee ongelmia, tulee ottaa huomioon kokonaisuus ja tutkia ratarakenteen, kuivatuksen ja pohjaolosuhteiden kunto. Mitään näistä tekijöistä ei pidä jättää huomioimatta, sillä se voi johtaa turhiin kunnossapitotoimiin, mikä ei välttämättä poista ongelman alkuperäistä syytä ja aiheuttaa turhia kustannuksia. Tämän vuoksi on järkevää keskittyä asian tutkimiseen ja hankkia riittävästi lähtötietoja parannustoimenpiteiden suunnittelua varten. (Brough et al. 2003, s. 145.)

5.2 Radan alusrakenne ja pengertäyte

Radan alusrakenne koostuu välikerroksesta ja eristyskerroksesta, joiden lisäksi eristyskerroksen alla voi olla pengertäyte (RATO 3 2013, s. 8). Eristyskerroksen tärkeimpänä tehtävänä on toimia kantavana alustana päällysrakenteelle, jakaa kuormat edelleen pohjamaalle ja estää pohjamaan routaantuminen. Eristyskerrosmateriaaleille on erikseen annettu rakeisuusvaatimukset kerroksen ala- ja yläosalle. Kerroksen yläosalla on etenkin kuormituskestävyyttä parantava tehtävä. Eristyskerroksen alaosan tärkeimpiä tehtäviä ovat pohjamaan routaantumisen estäminen ja suodatinkerroksena toimiminen. (Kolisoja et al. 1999, s. 50.) Välikerros toimii eristyskerroksen yläosan tavoin erityisesti kuorman jakajana ja kuormituskestävyyden parantajana. Olemassa olevilla vanhoilla penkereillä rakennekerrokset on tehty rakennusaikaisten vaatimusten mukaisesti, mikä ei välttämättä takaa rakenteen riittävää kuormituskestävyyttä nykyisillä kuormitustasoilla.

Eristys- ja välikerroksissa käytetyillä materiaaleilla on vaikutusta kerroksille asetettujen toimivuusvaatimusten toteutumiseen. Eristys- ja välikerroksissa käytetyt kalliomurskeet täyttävät vaatimukset kantavuudelle ja kuormien siirtämisestä pohjamaalle usein paremmin kuin luonnonmateriaaleista tehtyt rakennekerrokset, mutta lämmöneristävyysominaisuuksiltaan kalliomurskeet ovat luonnonmateriaaleja hieman heikompia. Nykyiset vaatimukset Suomessa (esitetty tarkemmin luvussa 2) kalliomurskeelle vaativat hyvin tasarakeista materiaalia, mikä rakentamisvaiheessa voi aiheuttaa lajittumista. Luonnonmateriaaleille eli hiekoille ja sorille asetetut vaatimukset puolestaan sallivat hyvin erityyppisten materiaalien käytön. Sallitut hienorakeisimmat materiaalit eivät mahdollista kovin suuria kantavuuksia. (Kalliainen et al. 2011, s. 149.)

Ulkomailla eristyskerros (engl. sub-ballast tai capping layer) on usein vain 100–150 mm (Indraratna et al. 2011, s. 219), mutta Suomessa huomattavasti paksumpi routasuojausvaatimusten takia. Peltokangas et al. (2013, s. 32, 47) toteavat, että uudemmilla rataosuuksilla Suomessa routamitoituksen mukaiset rakennepaksuudet ovat taanneet pää-

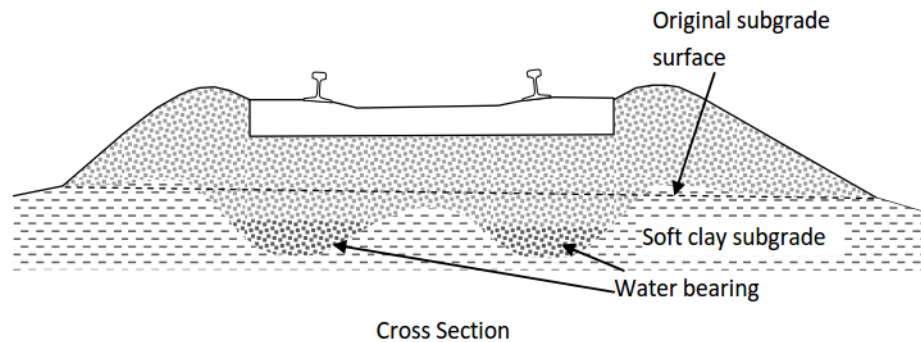
osin riittävän kuormituskestävyyden ja siten myös yleensä hyvän ratarakenteen kokonaisjäykkyyden. Radan alhainen kokonaisjäykkyys voi olla merkki suurista palautumattomista muodonmuutoksista alusrakennekerroksissa, mikä näkyy maastossa esimerkiksi ratapenkereen levenemisenä. Vanhemmilla rataosuuksilla radan kuormituskestävyydessä voikin olla puutteita alusrakenteen rakennekerroksissa eli eristys- ja välikerroksessa sekä pengertäytyessä. Radan kokonaisjäykkyyttä voidaan parantaa eristys- ja välikerroksia tiivistämällä, mutta vain tiettyyn rajaan asti. Tehokkaampina keinoina rakenteen kokonaisjäykkyyden kasvattamiseksi toimivat eristyskerroksen osalta kerrospaksuuden optimoiminen, rakennekerrosmateriaalien vaihtaminen tai erityyppiset injektoinnit ja stabiloinnit, jotka ovat kuitenkin olemassa olevalla rataverkolla työläitä toteuttaa.

Väli- ja eristyskerroksen kuten muidenkin radan rakennekerrosten tulee toimia siten, ettei pohjamaassa penkereen alla eikä itse penkereessä synny toistuvan kuormituksen aiheuttamana liian suuria pysyviä muodonmuutoksia. Eristyskerroksen materiaalilla tulee olla riittävän suuri resilient-moduuli ja sen tulee kyetä kestämaan syklistä juna-kuormaa niin, ettei synny liian suuria pysyviä muodonmuutoksia. Eristyskerroksella ja mahdollisella välikerroksella pyritään myös estämään tukikerroksen sepelin ja pohjamaan sekoittuminen ja pohjamaan maapartikkeleiden kulkeutuminen ylempiin rakennekerroksiin. Kerrosmateriaalien rakeisuuksilla on tässä mielessä merkittävä vaikutus niiden ominaisuuksiin. Eristyskerroksella on myös tehtävä ratarakenteen kuivatuksessa, sillä se estää kapillaariveden nousun pohjamaasta ylemmäs ratarakenteeseen. (Selig & Waters 1994, s. 9.1–9.9).

5.3 Vesi ratarakenteessa

Vettä pääsee ratarakenteeseen sadantana, pintavesien valuntana ja kapillaarivetenä pohjamaasta. Kuivatuksella on erittäin suuri merkitys ratarakenteen toimivuuden kannalta ja puutteet kuivatusolosuhteissa voivat aiheuttaa monia ongelmia. Alusrakenteeseen jäävä vesi alentaa penkereen kuormituskestävyyttä ja mahdollistaa routimisen. (Selig & Waters 1994, s. 13.1) Erityisesti toistuva liikennetyyppinen kuormitus ja kuormituksen äkilliset muutokset kasvattavat mahdollisuutta huokosveden ylipaineen kehittymiselle. Tällaiset tilanteet ovat kohtalaisen tavallisia rataympäristössä, jos pengermateriaalin vesipitoisuus on jostain syystä korkea. (Brecciaroli & Kolisoja 2006, s. 181.) Huokosveden ylipainetta voi kehittyä, jos rakennekerrosten materiaalien vedenläpäisevyysominaisuudet ovat alentuneet huomattavasti etenkin radan alusrakenteessa. Tällöin kerrokseen kehittynyt huokosveden ylipaine ei ehdi poistumaan täysin ennen seuraavaa akselinylitystä. Näin useiden akselien ylitysten eli kuormitussyklien jälkeen voi kertyä huokosveden ylipainetta. (Indraratna et al. 2011, s. 219.) Kohonnut huokosveden paine aiheuttaa pysyvien muodonmuutosten lisääntymistä sekä rakenteen jäykkyyden ja lujuuden alenemista (Selig & Waters 1994, s. 13.1).

Ratarakenteeseen tulevalle vedelle tulee olla reitti poistua tehokkaasti pois rakenteesta. Ongelmia voi tulla, jos ratapenger on ajan kuluessa painunut epätasaisesti ja painumaa on korjattu paikkaamalla tukikerrosta lisäämällä sepeliä. Tällöin rakenteet eivät välttämättä johda vettä pois rakenteesta sivuojiin tai muihin kuivatusjärjestelmiin, vaan vesi jää penkereen sisälle seisomaan (kuva 30). Jos ympäröivä pohjamaa on vielä suhteellisen vettä läpäisemätöntä, ei vesi pääse poistumaan rakenteesta. (Selig & Waters 1994, s. 13.14)



Kuva 30 Vesi voi jäädä seisomaan ratarakenteeseen syntyneisiin taskuihin pohjamaan epätasaisen painuman seurauksena. (Burrow et al. 2011, s. 225).

Veden määrä ratarakenteessa vaihtelee vuodenaikojen mukaan (Selig & Waters 1994, s. 3.43.) ja on usein suurimmillaan keväällä lumien sulamisen aikoihin. Routimisessa maan huokostilaan suotautuu pohjavedenpinnasta vettä, joka jäätyessään muodostaa maahan kerroksia, jäälinssejä tai muuten aiheuttaa maan tilavuuden kasvua ja maanpinnan nousua. Maa voi routia, kun se on ominaisuuksiltaan routivaa, kun routaantumisyöhykkeessä on vettä, ja kun olosuhteet saavat maan jäätymään. Kun maa routii, siihen muodostuu jäätä, joka sulaessaan vapautuu huokosvedeksi. Jos jään sulaessa maan huokostila on pienempi kuin vapautuva vesimäärä, kantaa ylimääräinen vesi osan maan painosta ja sille aiheutuvasta kuormituksesta. (RIL K133-1991, s. 17–19.) Tällainen vuodenajan vaihteluiden aikaansaama suuri vesipitoisuus rakenteessa mahdollistaa huokosveden ylipaineen syntymisen, mikä pienentää tehokkaiden jännitysten suuruutta ja alentaa ratarakenteen kantavuutta. (Kalliainen et al. 2011, s. 35.)

5.4 Maanvaraisen penkereen ja pohjamaan yhteistoiminta

Kalliainen ja Kolisoja (2013, s.79–80) esittivät Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus -tutkimuksen loppuraportissa, että pohjamaan jäykkyys on merkittävin tekijä ratapenkereen pitkäaikaisessa muodonmuutoskäyttäytymisessä. Jäykälle pohjamaalle perustettu penger leviää vähemmän kuin pehmeällä pohjamaalla sijaitseva ratapenger. Hyvin jäykällä pohjamaalla palautuva muodonmuutos on käytännössä kokonaan radan rakennekerroksissa aiheutuvaa muodonmuutosta ja heidän tutkimuksessaan käytetyillä materiaaliparametreilla noin 0,5 mm luokkaa. Pehmeämmän pohjamaan päällä myös palautuva muodonmuutos kasvaa, kun pohjamaa joustaa alla. Radan rakennekerrosten palautuva muodonmuutos kasvoikin 0,5 mm:stä hieman yli 1 mm:n, koska joustava pohjamaa ei anna tarpeeksi tukea penkereelle, jolloin pengerrakenteessa tapahtuu enemmän leikkausmuodonmuutoksia. Liian suuret leikkausmuodonmuutokset kasvattavat palautuvan muodonmuutoksen suuruutta ja lisäävät pysyvien muodonmuutosten syntymistä. (Kalliainen & Kolisoja 2013, s. 80.)

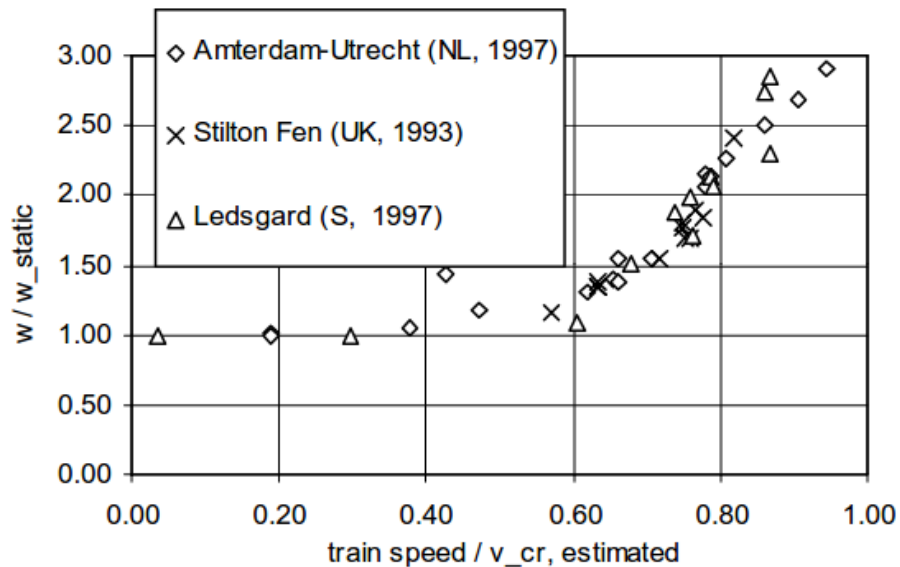
Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus -tutkimuksen laboratoriomittakaavaisissa pengerkokeissa havaittiin myös, että ratapenkereen yläosassa pohjamaan jäykkyydellä ei ole suurta vaikutusta. Syvemmällä ratapenkereessä kuormituksen aiheuttama pystysuuntaisen jännityksen muutos on joustavalla alustalla pienempi kuin jäykällä alustalla, koska joustavalla pohjamaalla pengermateriaali joutuu jakamaan sille tulevan kuormituksen laajemmalle alueelle. Tämän oletetaan johtuvan siitä, että pehmeällä alustalla pohjamaan taipuessa myös pengerrakenteeseen aiheutuu taipumaa. Tällöin rakennekerrosten materiaalien ominaisuudet eivät toimi koko potentiaalillaan, eivätkä siten pysty vastustamaan pysyvien muodonmuutosten syntymistä. Jäykällä, hyvin kantavalla pohjamaalla

pengerrakenne pystyy antamaan jäykemmän vasteen siihen kohdistuvalle kuormitukselle. (Kalliainen & Kolisoja 2013, s. 46.)

Uotilan (2014, s. 125) mukaan turvepohjamaalle perustettujen ratapenkereiden toimivuuteen vaikuttaa sekä turvekerroksen paksuus että turpeen alapuolella olevan maan ominaisuudet. Kun turvekerroksen alla oleva maa on hyvin kantavaa ja turvekerros on ohut ja tiivistynyt, voi ratapenger toimia tyydyttävästi. Esimerkiksi Pohjanmaan aapasoille on rakennettu maanvaraisia ratapenkereitä. Tällöin suurimmat ongelmat liittyvät pysyvien painumien hallintaan, joita korjataan yleensä lisäämällä tukikerrosmateriaalia, mikä lisämassan takia lisää entisestään pohjamaalle tulevaa kuormitusta. Tällaisissa kohteissa aiempien kunnossapitotoimenpiteiden vuoksi ratapenkereen stabiliteetti on kuitenkin usein riittävä. Kun turvekerroksen alapuolinen maa on huonosti kantavaa ja turvekerros paksu, tulee ongelmaksi heikko stabiliteetti ja pystygeometrian muutokset, jotka johtuvat turvekerroksen painumisesta tai ratapenkereen leviämisestä sivuille. Turvemailla maanvaraisesti perustettujen penkereiden kuivatusolosuhteiden muuttaminen voi aiheuttaa ongelmia ja lisätä painumia jännitystilan muuttuessa turvemaassa. Tämän vuoksi parannushankkeiden yhteydessä tulee kiinnittää radan kuivatukseen erityistä huomiota.

5.5 Penkereen värähtely

Junanopeuksien kasvaessa on ilmennyt, että ratapenkereen värähtelyn dynaamista vahvistumista tapahtuu, kun junanopeudet lähestyvät pohjamaan kriittistä eli leikkausaallon nopeutta. Tällöin rakenteessa voi tapahtua muodonmuutoksia, jotka voivat olla haitallisia liikennöivälle kalustolle ja ratarakenteelle. Tämän vuoksi tällaisissa kohteissa on tärkeää huolehtia huolehtia rakenteen riittävästä dynaamisesta jäykkyydestä. (Woltringh & New 1999, s. 2.) Tämä on havaittu myös mittauksissa. Kenttämittauksissa Ledsgårdissa Ruotsissa havaittiin, että alemmilla nopeuksilla (kyseisessä kohteessa 70 km/h) alaspäin suuntautuvat siirtymät noudattelivat selvästi junan akselikuormia. Nopeammilla nopeuksilla siirtymät suuntautuvat sekä ylös- että alaspäin ja olivat ajan suhteen epäsymmetrisiä. Tämän lisäksi värähtely jatkui junan perässä junan jo ohitettua tarkastelupisteen. (Madshus & Kaynia 2000.) Kuvassa 31 on esitetty kolmen eri kohteen siirtymäamplitudien mittaustuloksia eri junan nopeuksilla. Nopeuksien lähestyessä kohdekohtaista kriittistä nopeutta, kasvaa siirtymien suuruus huomattavasti.



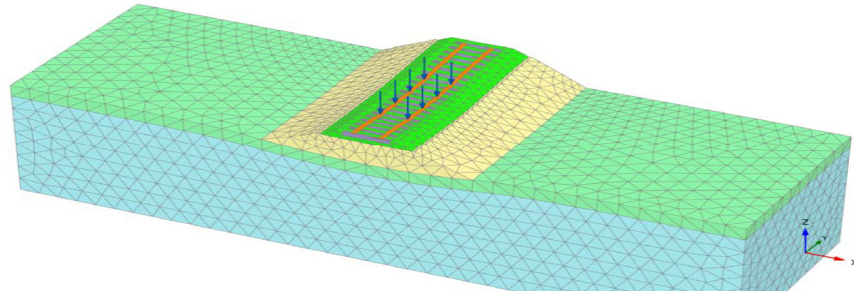
Kuva 31 Skaalatut siirtymät kohteille määritettyjen kriittisten nopeuksien suhteen (Woltringh & New 1999, s. 9).

Jotta voidaan taata matkustajaturvallisuus ja estää ratarakenteen liiallinen vaurioituminen, tulee pengervärähtelyriski suurilla liikennöintinopeuksilla ottaa huomioon suunnittelussa, jos olosuhteet viittaavat värähtelyn mahdollisuuteen. Ratatekniset ohjeet (RATO 3 2013, s. 30) erittelevät tilanteet, jolloin värähtelyriskin selvittämiseksi tulee tutkia raiteen alapuolisen maakerroksen leikkausaallon etenemisnopeus, jonka tulisi olla vähintään 1,4-kertainen suurimpaan osuudella käytettävään liikennöintinopeuteen. Ongelmallisia kohteita pengervärähtelyn kannalta ovat pehmeiköt, joilla tiiviin rakenteen paksuus on pieni ja penger on matala. Suiker (2002, s. 39) ehdottaakin, että riskialttiissa savi- tai turvepehmeikkökohteissa värähtelyn mahdollisuutta voidaan pienentää esimerkiksi massanvaihdolla tai paalulaatalla, jotta ratapenkereen värähtelyongelmilta välttäisiin. Tämä perustuu ratarakenteen dynaamisen jäykkyyden kasvattamiseen, jolloin ratarakenne pystyy vastustamaan paremmin kuormituksesta aiheutuvia siirtymiä.

5.6 Kuormituskäyttäytymisen mallintaminen

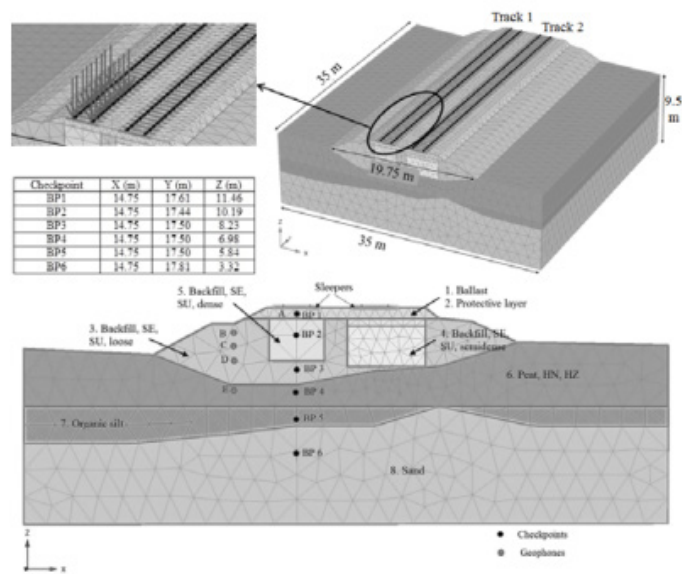
Ratarakenteen mallintaminen on haastava tehtävä, sillä siinä tulee ottaa huomioon useita näkökohtia ja muuttujia, kuten tässä kirjallisuusselvityksessä on tullut esille. Ratarakenteeseen kohdistuu liikkuvasta junasta aiheutuva dynaaminen kuorma, jonka nopeus ja suuruus vaikuttavat ratapenkereen vasteeseen. Junan jarruttaessa tai kiihdyttäessä aiheutuu rakenteeseen lisäkuormitusta. Lisäksi rakenteeseen aiheutuvat kuormat ovat erilaisia suoralla rataosuudella ja kaarteissa tai jonkin rataympäristössä tai liikennöivässä kalustossa olevan vaurion tai epäjatkuvuuden vuoksi. Mallinnettaessa tulee myös määrittää tarkastellaanko yhden vai usean akselin ylitystä. Tällä on merkitystä esimerkiksi tarkasteltaessa huokospaineen mahdollista kertymistä alusrakenteeseen. Ratarakenteen eri rakenneosat, niiden ominaisuudet ja penkereen geometria vaikuttavat saatuihin tuloksiin. Radan pitkäaikaista käyttäytymistä tutkittaessa tulee ottaa huomioon eri rakenneosien kulumisen ja sen seuraus mallinnuksessa käytettäviin materiaaliparametreihin. Ratarakenteen käyttäytymiseen vaikuttaa vahvasti myös ympäristötekijät, kuten vuodenaikojen vaihtelut ja veden läsnäolo ratarakenteessa. Seuraavassa on esitelty kaksi Plaxis 3D -ohjelmalla viime vuosina kehitettyä ratarakenteen mallia, joissa liikennekuormitus on mallinnettu eri tavoilla.

Kalliainen & Kolisoja (2013, s. 52–65) esittelivät Plaxis 3D-ohjelmassa staattisen laskentamallin (kuva 32), jolla he mallinsivat yhden kuormitusyöskin aiheuttamaa vastetta ratapenkereessä. He tutkivat erityisesti ratapenkereen leveyden ja luiskakaltevuuden vaikutusta ratapenkereen toimintaan analysoimalla kuormituksen aiheuttamia leikkausmuodonmuutoksia. Staattinen kuormitus simuloi yhden akselinylityksen aiheuttamaa vastetta ratapenkereessä. He ottivat huomioon rakennekerrosten materiaalien erilaisen käyttäytymisen toistokuormitustilanteessa valitsemalla materiaalien jäykkyydet ja lujuusparametrit toistokuormitustilannetta vastaaviksi.



Kuva 32 Tampereen teknillisessä yliopistossa Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus - tutkimuksessa kehitetty ratarakenteen 3D-malli (Kalliainen & Kolisoja 2013, s. 52).

Shahraki et al. (2014a) esittelivät laskentatavan Plaxis 3D -ohjelmalla, jolla he tutkivat tasaisella nopeudella liikkuvan dynaamisen kuorman vaikutuksia ratapenkereelle (kuva 33). Kuten aiemmin tässä työssä on todettu, ei staattinen tarkastelu ole kasvavien liikennöintinopeuksien takia aina riittävä. Tällöin tulee analysoida myös ratarakenteen dynaamista käyttäytymistä. Shahraki et al. (2014a) totesivat, että tällä hetkellä liikkuvien dynaamisten kuormien määrittämiseen tarvitaan Plaxiksen lisäksi joko analyttinen laskenta tai toinen ohjelma, jolla määritetään kiskoon aiheutuvat voimat. Tähän he käyttivät Prokon-nimistä ohjelmaa, jolla he analysoivat kimmoisalla alustalla olevan palkin -teorian mukaisesti kiskossa vaikuttavat leikkausvoimat. Lisäksi liikkuvaa kuormaa hyödyntävän mallin luominen on nykyisessä Plaxis 3D-versiossa työlästä, koska kuormien kertoimet pitää asettaa erikseen jokaiselle dynaamiselle pistekuormalle, sillä Plaxiksessa ei vielä ole suoraa työkalua liikkuvien kuormien mallintamista varten. Tarkempien tulosten saamiseksi pistekuormien mallissa esitettyä etäisyyttä (30 cm) voisi lyhentää, mikä kylläkin johtaa entistä pidempiin laskenta-aikoihin. Myös käytetyillä materiaalmalleilla on vaikutusta tuloksen tarkkuuteen ja laskenta-aikoihin. Tällaisten mallien kehittämistä jatketaan ja Plaxista kehitetään uusissa versioissa niin, että liikkuvien kuormien mallintaminen olisi yksinkertaisempaa (Shahraki et al. 2014b).



Kuva 33 Ratarakenteen 3D-malli Plaxis 3D -ohjelmassa (Shahraki et al. 2014a).

6 Esimerkkikohteiden kuvaus

6.1 Taustaa ja nykytilanne

Työssä tarkasteltavat esimerkkikohteet sijaitsevat Tampere-Seinäjoki -rataosuudella. Rataosuus on avattu liikenteelle 1970-luvun alussa (Liikennevirasto 2014, s. 13). Tässä työssä tarkastellaan erityisesti kyseisellä rataosalla sijaitsevia pehmeikkökohteita P86 (km 314+380-316+380) ja P90 (km 319+400-321+500). Kohteissa on ollut kunnossapidollisia ongelmia ja tässä työssä pyritään selvittämään eristyskerroksessa käytetyn materiaalin mahdollista osuutta niihin.

Tampere-Seinäjoki -rataosuus on pääasiassa yksiraiteinen ja kuuluu päällysrakenneluokkaan D, jolloin kiskotuksena käytetään 60 E1 -kiskoprofiilia, ratapölkkyjen materiaalina betonia ja tukikerros on tehty raidesepeleistä (Liikennevirasto 2013a, s. 8-11). Rataosan suurin sallittu akselipaino on 225 kN ja sillä on sallittu liikennöidä taulukon 2 mukaisilla nopeuksilla. Osuudella on joitakin turvepehmeikkökohteita, joissa radan kunnan vuoksi on asetettu toistaiseksi voimassa olevia nopeusrajoituksia, eikä 200 km/h tavoitenoisuus matkustajajunille siksi koko matkalta toteudu. Pehmeikkökohteille P86 ja P90 on osuuksille km 314+500-315+500 ja km 320+200-320+800 asetettu radan kunnosta aiheutuva 120 km/h toistaiseksi voimassa oleva nopeusrajoitus. (Liikennevirasto 2013a.)

Taulukko 2 Sallitut nopeudet eri junille ja akselipainoille Lielähti-Pohjois-Louko -rataosuudella (Liikennevirasto 2013a, s. 15).

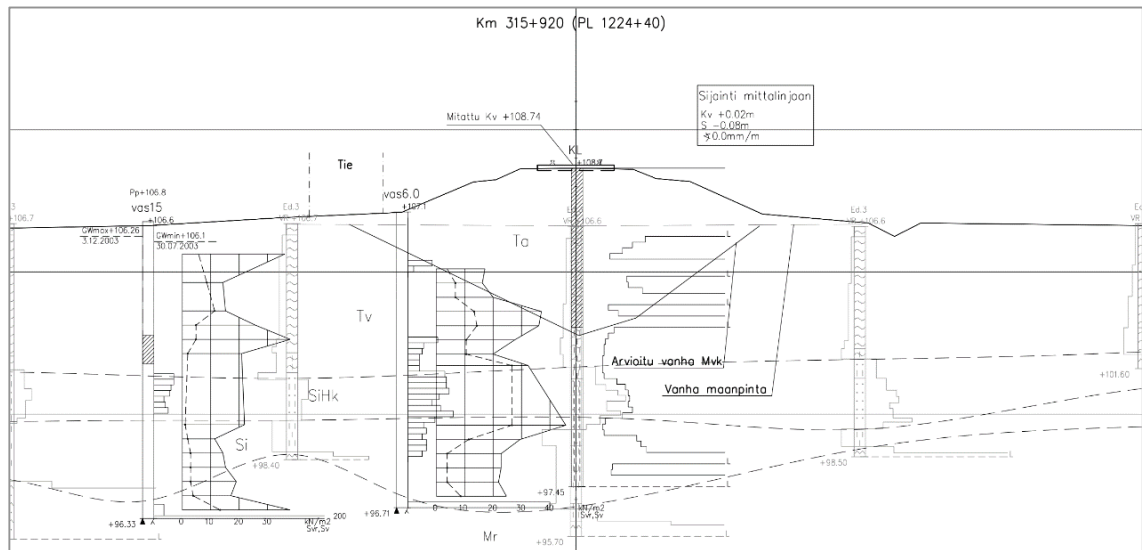
Matkustajajunat		Tavarajunat		
Veturijunat	Moottorijunat	≤ 160 kN	160 kN ≤ 200 kN	200 kN ≤ 225 kN
200 km/h	200 km/h	120 km/h	120 km/h	120 km/h

Parkano-Seinäjoki -ratavälillä on vuonna 2013 kulkenut yhteensä 10,6 miljoonaa bruttotonnia. Bruttotonnilla tarkoitetaan junan kokonaispainoa mukaan luettuna junakalusto ja sen kuljettama rahti. Tavaraliikenteessä osuudella (Parkano-Seinäjoki) kuljetettiin vuonna 2013 tavaraa 2174 nettotonnia ja se kuuluu tavaraliikenteen toiseksi ylimpään palvelutasoluokkaan T2. Osuutta voidaan pitää tärkeänä myös henkilöliikenteen kannalta, sillä vuonna 2013 rataosuudella tehtiin 2 110 000 matkaa. (Liikennevirasto 2014.) Rataosuus kuuluu ylimpään henkilöliikenteen palvelutasoluokkaan H1. Näistä liikenteellisistä syistä on tärkeää analysoida, mitkä vaurioimismekanismit ovat aiheuttaneet kunnossapidolliset ongelmat ja tarpeen nopeusrajoituksille. VR Track Oy on tehnyt Liikenneviraston konsulttina rataosuudella sijaitseviin pehmeikkökohteisiin liittyen selvitystyötä (Hakala 2014), jonka tuloksia hyödynnetään seuraavassa.

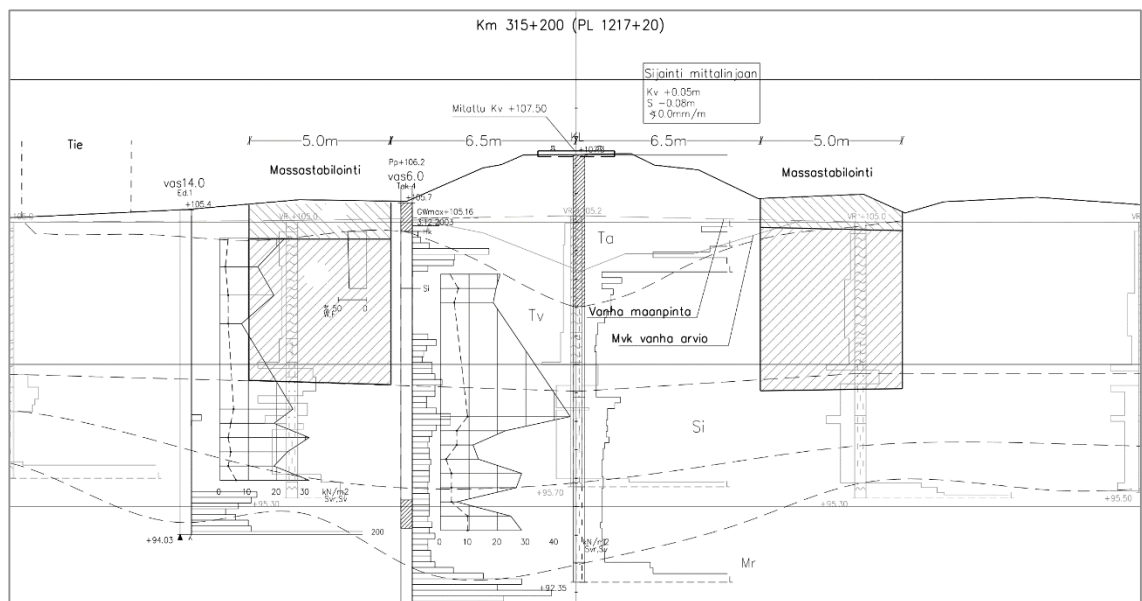
Pehmeikkökohde P86 (kmv 314+380-316+380)

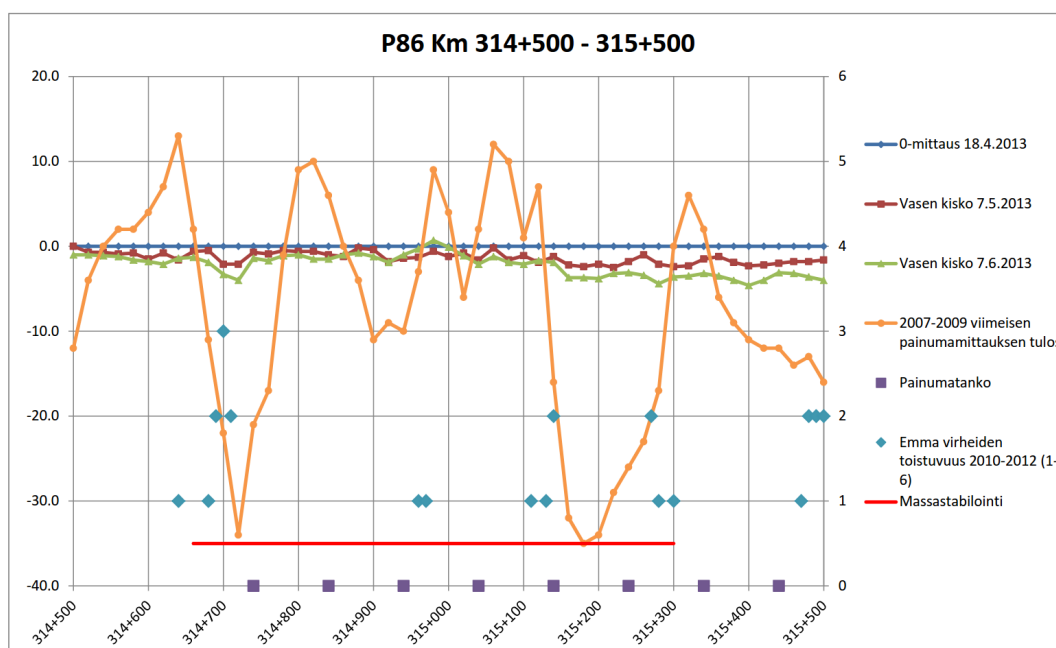
Kohteessa P86 ratapenger on perustettu maanvaraisesti ylipengertämällä kelluvana penkereenä turpeen varaan (kuva 34). Rata halkoo turvesuota. Saatavilla olleista poikkeileikkauskuvista (vuodelta 2004 km 315+200 ja km 315+920) ilmenee, että mittausten perusteella pohjaveden pinta on kohteessa noin 0,5-1 metriä maanpinnan alapuolella. Turvekerroksen paksuus penkereen alla vaihtelee 3,5-5 metrin välillä. Turpeen alla on 1-5 metrin paksuinen siltti- ja liejukerros, jonka alla on kantavaa moreenia. Vuonna 2008 kilometrivälille 314+660-315+290 on tehty viisi metriä leveä massastabilointi ratapenkereen molemmiin puolin stabiliteetin parantamiseksi. Stabilointi on ulotettu tur-

peen alla olevan silttikerroksen yläpintaan saakka poikkileikkauskuvan 35 mukaisesti. (Hakala 2014, s. 17.)



Kuva 34 Pehmeikkökohteessa 86 turpeen varassa kelluva ratapenger (Hakala 2014).

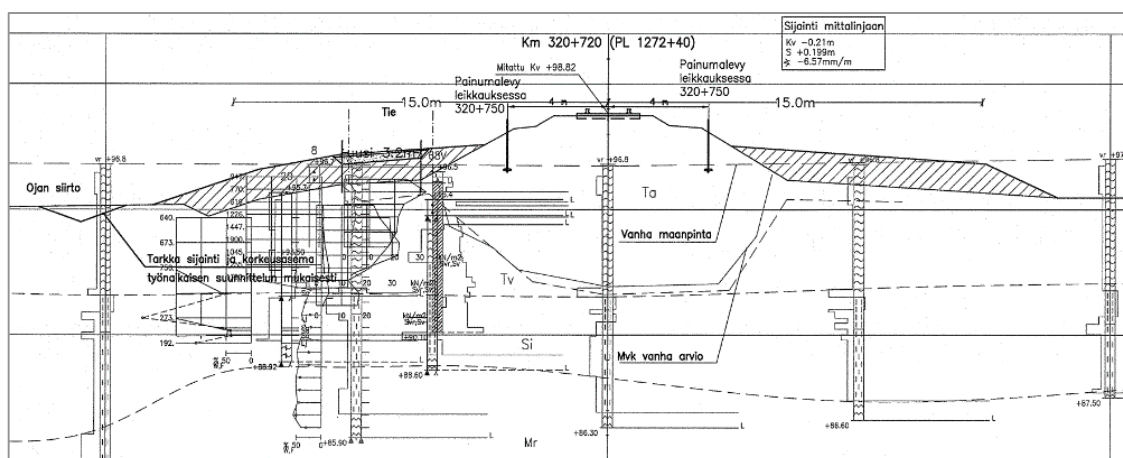




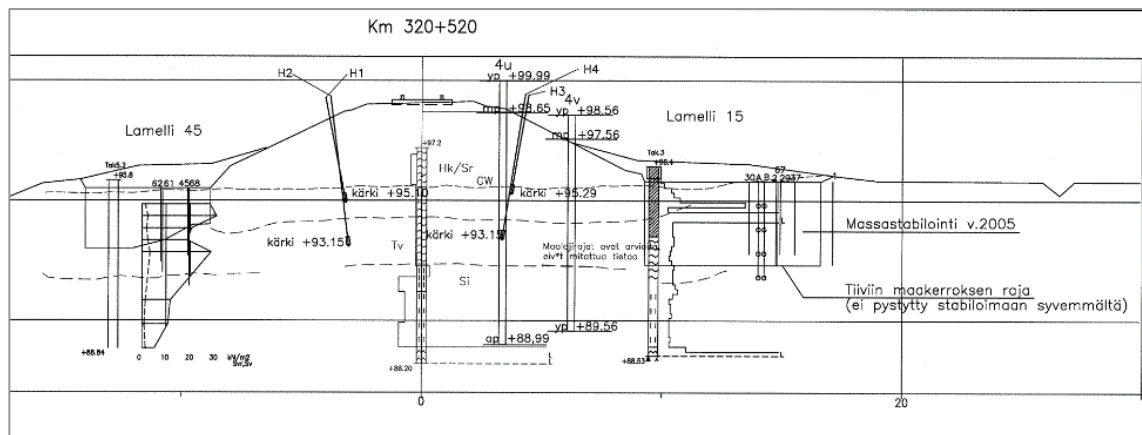
Kuva 36 Yhteenvedo P86-pehmeikkökohteesta tehdyistä seurantamittauksista ja EMMA-tarkastusajoissa havaituista virheistä (Hakala 2014).

Pehmeikkökohte P90 (kmv 319+400-321+500)

P90-pehmeikkökohteessa pohjamaa on turvetta, jonka paksuus on 2-5,5 metriä. Turvekerroksen alla on osassa aluetta savista silttiä 0-5 metriä paksu kerros, jonka alla on kantavaa moreenia. Ratapenger on aikanaan perustettu ylipengertämällä kaivamalla kapea ura turpeeseen. Tämä on aiheuttanut ongelmia, sillä penger on painunut lähinnä keskeltä, jolloin penkereen reunat ovat jääneet turpeen päälle (kuva 37). Tämä aiheuttaa penkereen lakoamista sivuille, mikä löyhdyttää penkereen rakennekerroksia sekä aiheuttaa sivusiirtymiä ja painumia. Vuonna 2005 kohteeseen rakennettiin koerakennuskohdeena kilometrivälille 320+400-320+500 vastapenkereet ja kilometrivälille 320+500-320+600 tukimassastabilointi (kuva 38), joista on julkaistu raportti ”Koerakennuskohde n:o 90. Laadunvalvonta- ja asiantuntijatyön raportti” (Ratahallintokeskus 2005b). Tämän lisäksi kohteen stabiilitettä on parannettu vuosina 2007–2008 rakentamalla kriittisimmälle osuudelle geolujitteilla vahvistetut vastapenkereet. (Hakala 2014, s. 20–22.)

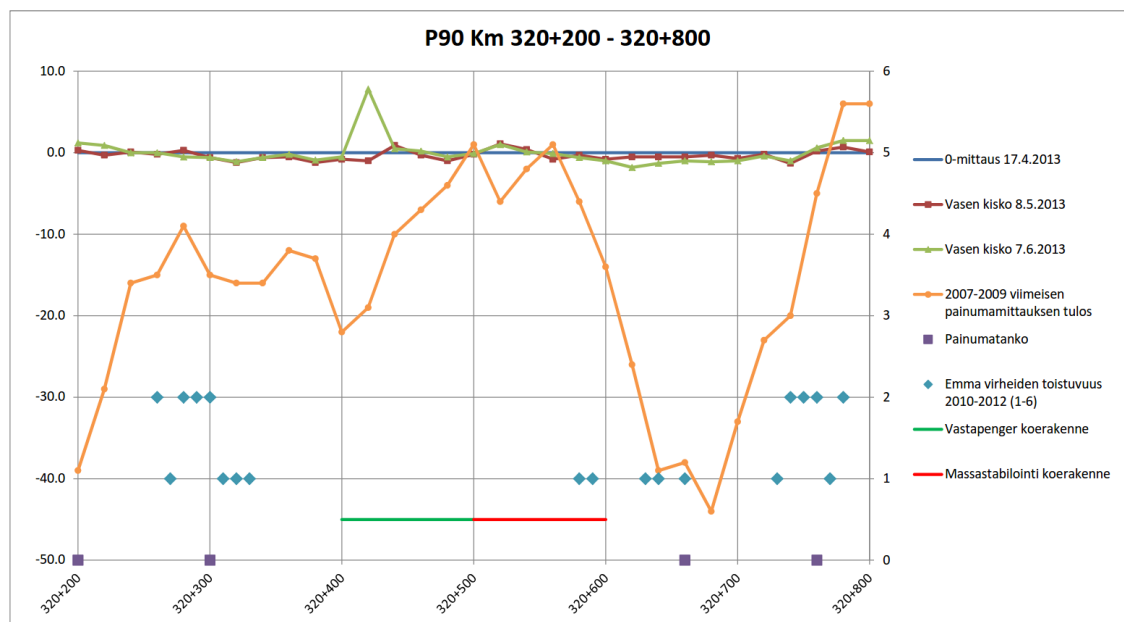


Kuva 37 Turpeen varassa kelluva ratapenger, jonka sivuilla on vastapenkereet pehmeikkökohteessa P90 (Hakala 2014).



Kuva 38 Koerakennuskohteena tehty tukimassastabilointi pehmeikkökohteessa P90 (Hakala 2014).

Kohteessa on tehty jonkin verran seurantamittauksia, joiden yhteenveto on esitetty kuvassa 39. Painumaa on mitattu 2000-luvun alussa 20–30 mm ja vuosina 2009–2013 0–17 mm. Osuuksilla, joilla turpeen alla on suoraan kantavaa moreenia, näyttää painuminen loppuneen. Toisaalta osuuksilla, joilla turpeen alla on noin viiden metrin paksuinen silttikerros, painuman suuruus on noin 15 mm/vuodessa. Inklinometreillä mitatut vaakasiirtymät ovat olleet ennen koerakennusta vuonna 2005 noin 5–10 mm ja rakennustöiden jälkeen vuosina 2008–2010 9–50 mm vuosittain. Vuosina 2010–2012 siirtymien suuruus on hieman tasoittunut 2–13 mm vuodessa. (Hakala 2014, s. 20–22.)



Kuva 39 Yhteenveto P90-pehmeikkökohteessa tehdyistä seurantamittauksista ja EMMA-tarkastusajoissa havaituista virheistä (Hakala 2014).

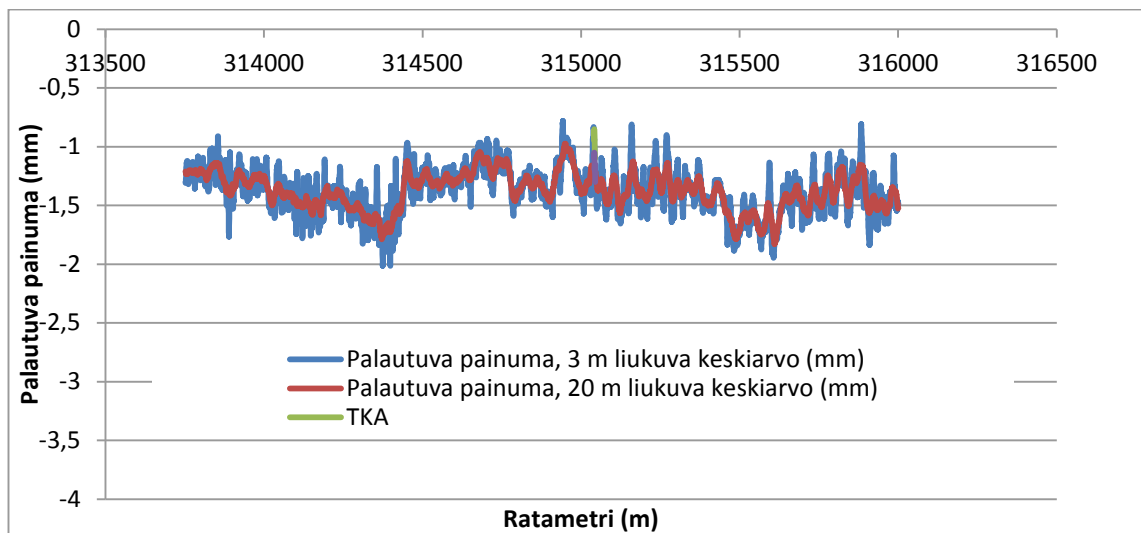
Maatutkatulkinnan mukaan tukikerroksen paksuus kohteessa vaihtelee normaalista noin puolesta metrillä jopa yli metriin (kilometrivalilla 320+230–320+750), mikä viittaa siihen, että jatkuvaa painumaa on paikattu lisäämällä tukikerrosmateriaalia radan tasaisuuden ylläpitämiseksi. Ratapenkereen kokonaispainumaksi arvioidaan 1,4–1,7 metriä, mikä voi tarkoittaa, että pengertä on esikuormitettu ennen kaikkien rakennekerrosten rakentamista. Tällä hetkellä kohteen stabiileetti on riittävä, mutta penkereen lakoamisen ja turpeen sekundääripainuman takia kunnossapidon tarve on jatkuvaa, minkä vuok-

si nopeusrajoitusta alueella ei suositeta poistettavaksi ilman korjaustoimenpiteitä. (Hakala 2014, s. 20–22.)

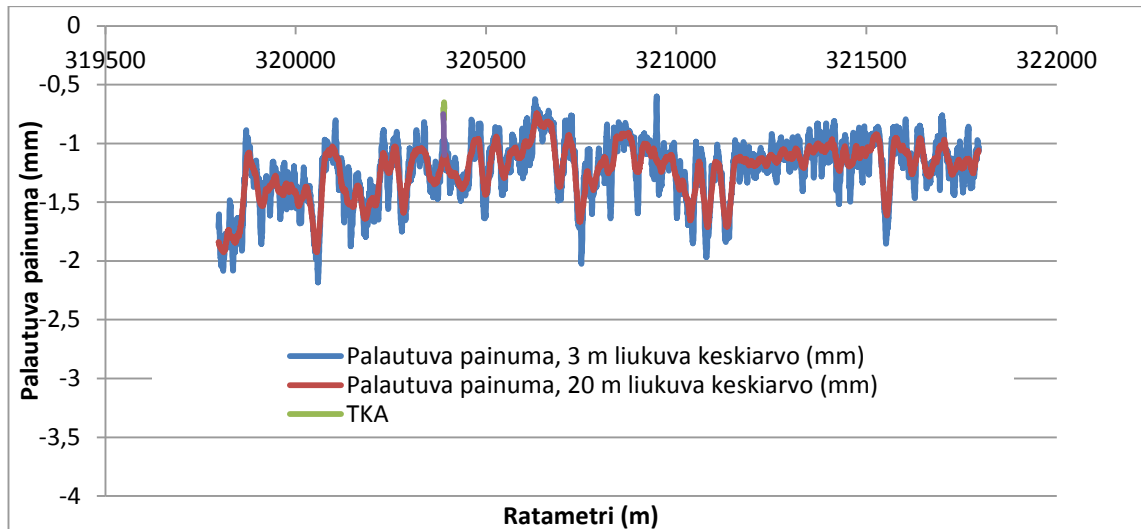
6.2 Palautuvan painuman mittaukset

Tampereen teknillisen yliopiston Maa- ja pohjarakenteiden yksikkö suoritti marraskuussa 2013 alueella palautuvan painuman mittauksia sekä jatkuvatoimisena että pistemäisinä mittauksina. Jatkuvatoiminen mittaus suoritettiin 50 km/h ajonopeudella Tampereen teknillisessä yliopistolla kehitetyllä mittalaitteella, jolla tehdään mittaukset kuormitettuna ja ilman kuormaa. Näiden kahden mittauksen erotuksena saadaan palautuvan painuman osuus. Kuormana jatkuvatoimisessa mittauksissa käytettiin 140 kN akselipainoista TKA7 ratakuorma-autoa. Mittausmenetelmä perustuu mittakantamittaukseen, jolloin korkeuspoikkeama mitataan esimerkiksi kuormitetun mittauksen aikana niin, että raskaan akselin mitattu poikkeamaa verrataan kahden kevyen akselin muodostamaan tasoon. Pistemäisissä mittauksissa mittaukset tehtiin RATO 3 mukaan viiden pölkyn keskikohdasta ja lisäksi kunkin mittauskohdan alkuosaan pölkkyjen päissä. Pistemäisten mittausten tuloksia käytettiin pääasiassa jatkuvien mittausten kalibrointiin.

Kuvissa 40 ja 41 on esitetty pehmeikkökohteiden P86 ja P90 jatkuvatoimisen palautuvan painuman mittaukset. Molemmissa kohteissa palautuvan painuman suuruus vaihtelee 1-2 millimetrin välillä, mikä on pehmeikölle suhteellisen pieni arvo. Tämä alittaa myös RATO 3 (2008) enimmäistason, joka olemassa oleville penkereille on 10 mm. Kuvissa on esitetty mittaustulokset mittausvaunun ajonopeuden aiheuttaman värähtelyn poistamiseksi liukuvana keskiarvona, jolloin yksittäiset tukemattomien pölkkyjen tulokset häipyvät tuloksista. Mittausraportin (Luomala 2013) mukaan pehmeikkökohteiden huono erottuvuus kovemmista pohjamaista voi johtua myös käytetyn ratakuorma-auton suhteellisen kevyestä kuormasta.



Kuva 40 Pehmeikön P86 jatkuvatoimisen palautuvan painuman mittauksen tulokset.



Kuva 41 Pehmeikön P90 jatkuvatoimisen palautuvan painuman mittauksen tulokset.

6.3 Eristyskerroksen materiaalit

Osana tätä diplomityötä marraskuussa 2013 pehmeikköalueilta otettiin eristyskerroksesta materiaalinäytteet laboratoriotutkimuksia varten. Näytteenottopaikat määritettiin nopeusrajoitusalueilla radantarkastusmittausten ja radan kunnossapitäjän ilmoittamien kunnossapito- ja tuentatarpeiden perusteella. Näytteenottopaikaksi pehmeiköllä P86 valikoitui km 314+700, sillä paikalla on kaksi kertaa vuosina 2010–2013 ollut äkillistä tuentatarvetta ja toistuvia Emma-tarkastusajoissa havaittuja virheitä. Pehmeiköllä P90 näytteenottopaikaksi puolestaan valikoitui km 320+300. Tällä alueella äkillistä tuentatarvetta on ilmennyt vuosina 2010–2013 viisi kertaa ja paikalla on ollut toistuvia Emma-tarkastusajoissa havaittuja virheitä. Molemmilla paikoilla näytteet otettiin pengermateriaalista noin 1,5 metrin syvyydeltä radan itäpuolelta ratapölkyn viereen kaivetusta koekuopasta. Koekuoppa kaivettiin kiskoilla kulkevalla kaivinkoneella (kuva 42).



Kuva 42 Koekuopan kaivua pehmeikkökohteessa P86.

Pehmeiköllä P86 näytteet otettiin km 314+707. Näytteenottokuopasta (kuva 43) on nähtävissä, että normaalipaksuisen tukikerroksen alapuolella on selvästi karkearakeisempi noin 0,2-0,3 metriä paksu välikerros, joka on yläosastaan sekoittunut tukikerroksen raide-Sepelin kanssa. Karkeamman kerroksen alapuolella alkaa hienorakeinen eristyskerros, joka erottuu kuvassa vaaleana.



Kuva 43 Radan rakennekerrokset pehmeikkökohteessa P86.

Pehmeikkökohteessa P90 näytteet otettiin km 320+300. Kuten kuvasta 44 näkyy, on kohteessa poikkeuksellisen paksu tukikerros, n. 1,1 m. Tämä johtuu luultavasti siitä, että raidesepeä on lisätty ajan kuluessa tasaamaan ratapenkereen epätasaista painumaa. Tukikerroksen rakeiden koko pienenee selvästi kerroksen alaosaan, jossa sepeä on hyvin pahasti jauhautunutta ja huonolaatuista. Tukikerroksen alla ei ole varsinaista välikerrosta, kuten pehmeikkökohteessa P86, vaan suoraan hienoa eristyskerroksen hiekkaa.

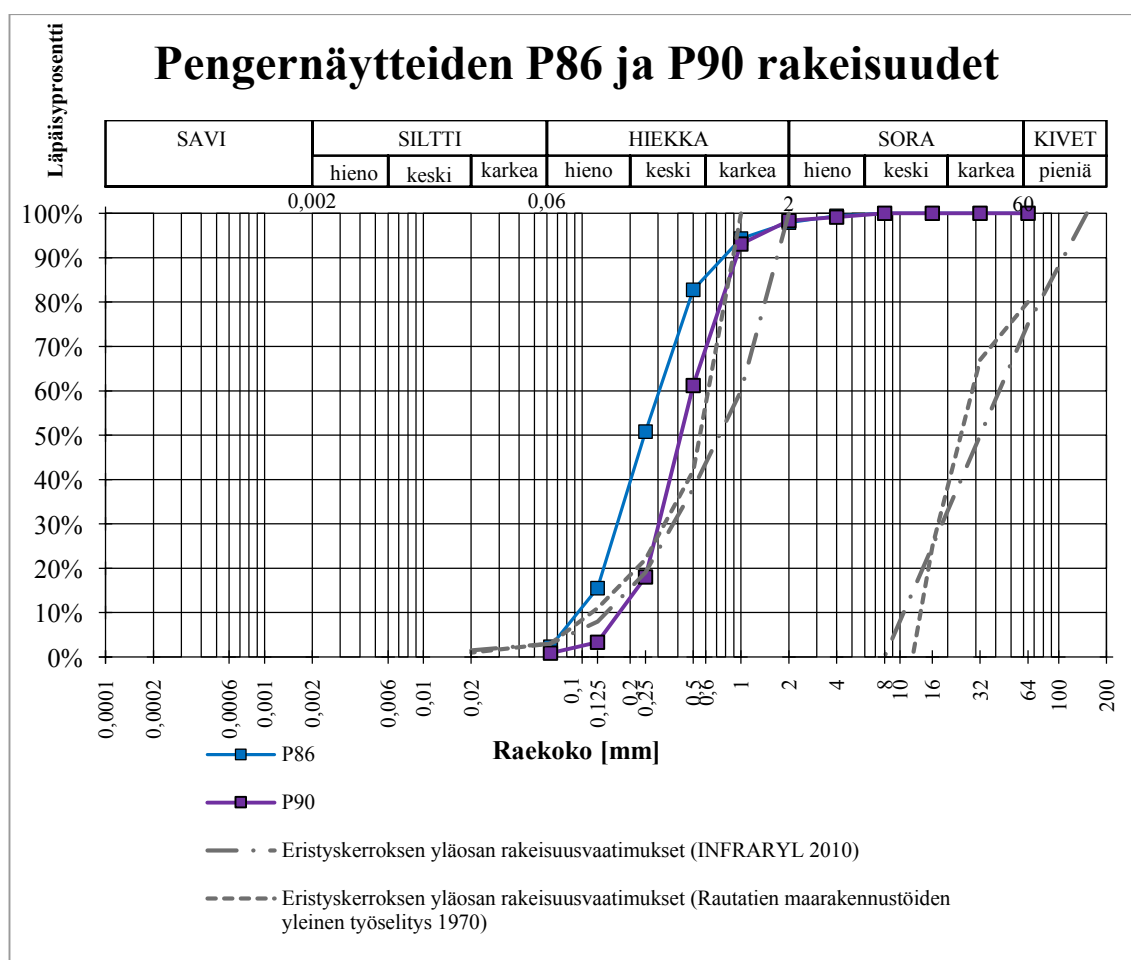


Kuva 44 Paksu ja hienoutunut tukikerros pehmeikkökohteessa P90.

Tampereen teknillisen yliopiston Maa- ja pohjarakenteiden yksikön laboratorio teki pengermateriaaleille laboratoriotutkimukset kesän 2014 aikana. Näytteiden vedenläpäisevyydet (taulukko 3) ja rakeisuudet (kuva 45) määritettiin. Rakeisuuskäyristä huomataan, että kyseiset materiaalit eivät täytä vuoden 1970 eristyskerroksen yläosalle asetettuja vaatimuksia, eikä nykyisiä InfraRYLin (2010) mukaisia vaatimuksia, mutta täyttävät vuoden 1970 vuoden eristyskerroksen alaosalle asetetut vaatimukset. Lisäksi näytteille suoritettiin avoimet staattiset kolmiaksiaalikoheet luonnonkosteana sekä löyhässä että tiiviissä tilassa (liitteet 2-5) ja bender element -kokeet (liitteet 6-9). Tehtyjä laboratoriokokeita hyödynnettiin laskentaparametrien määrittelyssä eristyskerroksen materiaaleille P86 ja P90. Lisäksi näytteille tehtiin loppuvuoden 2014 aikana dynaamiset kolmiaksiaalikoheet, joiden tulokset eivät ehtineet tähän työhön.

Taulukko 3 Näytteille P86 ja P90 määritetyt vedenläpäisevyydet muutettuina 20 °C ja 10 °C lämpötiloihin.

Näyte	Kuivatilavuuspaino [kN/m ³]	Vedenläpäisevyys (10 °C) [m/s]	Vedenläpäisevyys (20 °C) [m/s]
P86	15,7	$1,2 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$
P90	15,0	$2,6 \cdot 10^{-5}$	$3,4 \cdot 10^{-5}$



Kuva 45 Pengernäytteiden P86 ja P90 rakeisuudet sekä nykyiset InfraRYLin (2010) mukaiset ja vuoden 1970 Rautatiehallituksen Rautatien maanrakennustöiden yleisen työselityksen rakeisuusvaatimukset eristyskerroksen yläosalle.

7 Mallintaminen Plaxis-ohjelmalla

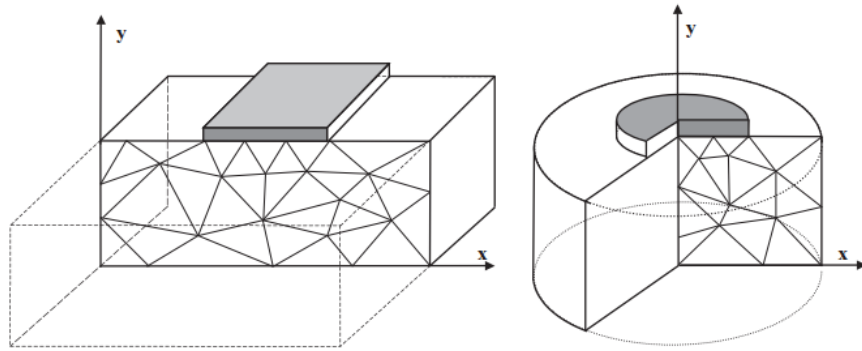
7.1 *Plaxis*

7.1.1 Taustaa

Kuten kirjallisuusselvityksessä todettiin, on maamateriaalin käyttäytyminen epälineaarista ja jännitystilasta riippuvaista. Maan käyttäytymisen kuvaamista varten on kehitetty erilaisia materiaalmalleja, joista tässä työssä käytetyt esitellään lyhyesti edempänä tässä luvussa. Maan käyttäytymistä kuvaavan konstitutiivisen materiaalmallin valinta on erittäin tärkeää mallinnuksen onnistumisen kannalta. Yksinkertaiset materiaalmallit voivat sivuuttaa yksinkertaisuudessaan kyseisen ongelman kannalta oleellisen ilmiön ja liian monimutkaiset materiaalmallit, joihin tarvitaan vaikeasti määritettäviä parametreja, voivat taas monimutkaisuudessaan kätkeä määritettävän ongelman kannalta oleelliset asiat. Monimutkaisia malleja käytetään pääosin tutkimustyössä. (Wood 2002, s. 97.) Maan mekaaniset ominaisuudet ovat materiaalmallin parametreja. Tilamuuttujat, kuten jännitys, tiiveys ja kylläisyysaste, kuvaavat puolestaan materiaalin tilaa ja muuttuvat laskennan aikana. (Potts et al. 2002, s. 34–35.)

Geoteknisessä numeerisessa mallinnuksessa käytetyimmät menetelmät ovat elementtimenetelmä (Finite Element Method, FEM) jossa yhtälöt ovat integraalimuodossa ja differenssimenetelmä (Finite Difference Method, FDM), jossa käytetään differentiaaliyhtälöitä (Potts et al. 2002, s. 28). Geotekniseen mallinnukseen käytettävistä sovelluksista esimerkiksi Plaxis ja SIGMA/W perustuvat elementtimenetelmään ja FLAC differenssimenetelmään. Plaxis on geoteknisten ongelmien, kuten muodonmuutosten, stabiliteetin tai pohjaveden virtaukseen, ratkaisuun soveltuva ohjelma, jossa yksinkertaisista elementeistä koostuvan verkon avulla voidaan ratkaista monimutkaisia laskennallisia ongelmia. Ohjelman juuret ovat Delftin teknillisessä yliopistossa, jossa sitä alettiin kehittää vuonna 1987. Ensimmäinen Windows-käyttöjärjestelmälle soveltuva Plaxis 2D -versio julkaistiin vuonna 1998 ja erilaisten kehitysvaiheiden jälkeen vuonna 2010 julkaistiin ensimmäinen täysin kolmiulotteinen versio. (Brinkgreve et al. 2013a, s. 3.) Tässä työssä käytettiin Plaxis 2D -ohjelman vuoden 2012 ja Plaxis 3D -ohjelman vuoden 2013 versioita.

Plaxis 2D -ohjelmassa voidaan käyttää kahta eri laskentatapaa eli plane strain- ja axisymmetric-vaihtoehtoja (kuva 46). Plane strain -vaihtoehdossa muodonmuutoksia ei voi syntyä syvyysuunnassa. Plane strain -laskenta soveltuu tarkasteluihin, joissa kuormitus pysyy kutakuinkin samanlaisena syvyysuunnassa. Axisymmetric-laskentatapa soveltuu pyörähdyssymmetrisille tapauksille, joiden poikkileikkaus on pyöreä ja kuormitus akselin suhteen tasainen. Tässä työssä mallinnettaessa ratapenkereen poikkileikkausta käytettiin plane strain -vaihtoehtoa. Plaxis 3D -ohjelmassa samanlaista valintaa ei tarvitse tehdä, sillä mallin teko onnistuu kolmiulotteisesti. Plaxis 2D -ohjelmassa elementtiverkon peruselementtinä käytetään 15-solmuisia kolmiomaisia elementtejä, joiden avulla on mahdollista saavuttaa hyvin tarkkoja tuloksia. (Brinkgreve et al. 2012a, s. 16–17.) Plaxis 3D -ohjelmassa puolestaan käytetään 10-solmuisia tetraedrin muotoisia elementtejä (Brinkgreve et al. 2013b, s. 181).



Kuva 46 Laskentatapavaihtoehdot Plaxis 2D-ohjelmassa. Vasemmalla plane strain -vaihtoehto ja oikealla axisymmetric-vaihtoehto (Brinkgreve et al. 2012a, s. 17).

7.1.2 Linear elastic -materiaalimalli

Plaxis-ohjelman yksinkertaisin materiaalimalli Linear elastic -malli (LE-malli) perustuu Hooken lakiin isotrooppisesta elastisuudesta. Se ei kuvaa realistisesti maan oikeaa käyttäytymistä, sillä se ei ota huomioon maan epälineaarista käyttäytymistä kuormitustilanteissa. Mallia voidaan käyttää massiivisiin rakenteisiin, kuten betonielementteihin. Materiaaliin kohdistuvan jännityksen suuruutta ei ole rajoitettu, minkä vuoksi LE-materiaalimallilla mallinnetuilla rakenteilla on ääretön lujuus. Tällöin käyttäjän itse tulee huolehtia, ettei laskentatilanteessa materiaalin ominaislujuus ylitä. (Brinkgreve et al. 2013c, s. 7-10.) Mallin etuna on se, että siinä käytetään vain kahta tehokasta parametria: kimmomoduulia ja Poissonin lukua (taulukko 4).

Taulukko 4 Linear elastic -materiaalimallissa tarvittavat parametrit.

Parametri	Kuvaus	Yksikkö
E'	Kimmomoduuli	kN/m ²
v	Poissonin luku	-

7.1.3 Hardening soil- ja Hardening soil small -materiaalimallit

Hardening Soil -malli eli HS-malli on sekä pehmeiden että kovien maalajien käyttäytymisen mallintamiseen kehitetty edistynyt materiaalimalli. HS-mallissa myötöpinta ei ole kiinteä, vaan se voi laajeta plastisten muodonmuutosten takia. Lujittuminen jaotellaan leikkaus- ja puristuslujittumiseen. Leikkauslujittumisella mallinnetaan primäärisen deviatorisen kuormituksen aiheuttamia palautumattomia muodonmuutoksia. Puristuslujittumisella mallinnetaan puolestaan isotrooppisen kuormituksen aiheuttamia plastisia muodonmuutoksia. Malli perustuu pystysuuntaisen muodonmuutoksen ja deviatorisen jännityksen hyperboliseen suhteeseen q_a (kaava 27) primäärisessä kolmiaksisiaalikuormituksessa. Suurin deviatorinen jännitys q_f määritellään kitkakulman ja koheesion avulla kaavan 28 mukaisesti. Kaavan mukainen yhteys on johdettu Mohr-Coulombin murtokriteeristä ja sen saavutettuaan materiaali alkaa käyttäytyä täysin plastisesti. (Schanz et al. 1999.)

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (27)$$

$$q_f = \frac{6 \sin \varphi_p}{3 - \sin \varphi_p} (p + c \cot \varphi_p) \quad (28)$$

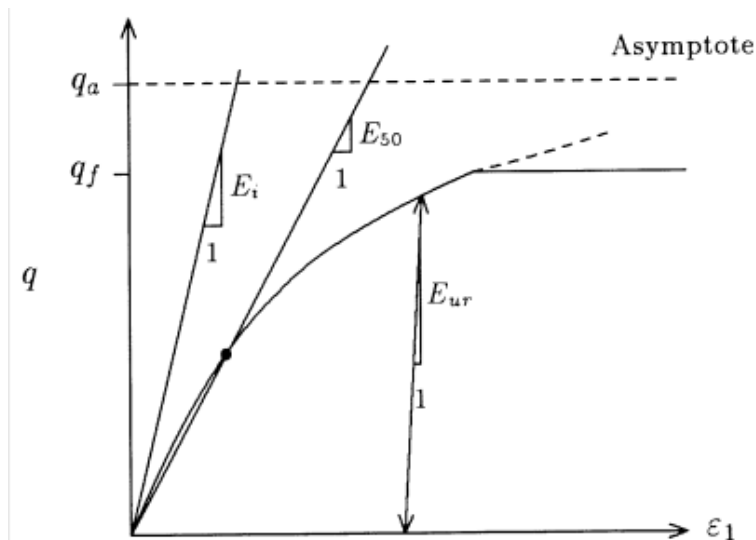
missä

q_a	pystysuuntaisen muodonmuutoksen ja deviatorisen jännityksen suhde
q_f	suurin deviatorinen jännitys
φ_p	kitkakulma
p	sellipaine
c	koheesio
R_f	murtotilan jännityssuhde, käytetään yleensä arvoa 0,9

HS-mallissa tarvittavat parametrit on esitetty taulukossa 5. HS-mallissa maan jäykkyyttä kuvataan yksinkertaisia materiaalimeille tarkemmin käyttämällä kolmea eri jäykkyysparametria E_{50} , E_{ur} ja E_{oed} pelkän kimmomoduulin sijaan. Malli kuvaa näin jäykkyyden ja jännitystilariippuvuutta. Parametrit E_{50} ja E_{ur} määritetään avoimen kolmiaksiaalikokeen tuloksista kuvan 47 osoittamalla tavalla. E_{oed} määritetään ödometrikokeen primäärikuormitusvaiheesta tangenttimoduulina. Taulukossa 5 esitettyjen parametrien lisäksi malliin tarvitaan ns. edistyneitä parametreja, joiden arvoiksi suositellaan käytettäväksi oletusasetuksia. (Brinkgreve et al. 2013c, s. 63–69.)

Taulukko 5 Hardening soil -materiaalimallissa tarvittavat parametrit.

Parametri	Kuvaus	Yksikkö
E_{50}^{ref}	Ensimmäisessä kolmiaksiaalikokeen kuormitusvaiheessa määritetty sekanttimoduuli	kN/m ²
E_{oed}^{ref}	Ödometrikokeen kuormitusvaiheessa määritetty tangenttimoduuli	kN/m ²
E_{ur}^{ref}	Kolmiaksiaalikokeen toisto- ja palautusvaiheen moduuli	kN/m ²
m	Jäykkyyden jännitystilariippuvuutta kuvaava eksponentti	-
c	Koheesio	kN/m ²
φ	Kitkakulma	°
ψ	Dilataatiokulma	°



Kuva 47 HS-mallin periaate ja jäykkyyssparametrien määrittäminen (Schanz et al. 1999, s. 3).

Siitäkin huolimatta, että HS-malli on edistynyt maan materiaalmalli, on siinä joitain heikkouksia. HS-malli ei huomioi ollenkaan dilataation tai koheesiovoimien poistumisen takia aiheutuvaa maan pehmenemistä. Malli ei myöskään mallinna hystereettistä tai syklistä muodonmuutuskäyttäytymistä. Lisäksi mallissa ei pystytä huomioimaan muodonmuutosten vaikutusta jäykkyyteen, sillä pienillä muodonmuutoksilla jäykkyys kasvaa ja taas muodonmuutosten kasvaessa pienenee. Tämän vuoksi käyttäjän tulee valita sopiva jäykkyyssarvo mallinnettavan kohteen mukaan. (Brinkgreve et al. 2013c, s. 10.)

Hardening soil small -materiaalmalli (HS small -malli) on muunnos tavallisesta HS-mallista. Se huomioi paremmin pieniä muodonmuutostasoja vastaavan suuren jäykkyyden ja siksi se antaa tuloksena HS-mallia realistisemmat muodonmuutosten arvot. HS small -malliin tarvitaan tavalliseen HS-malliin tarvittavien parametrien lisäksi taulukossa 6 esitetyt parametrit. Maksimileikkausmoduuli G_0 kuvaa jäykkyyttä hyvin pienellä leikkausmuodonmuutostasolla ja $\gamma_{0,7}$ kuvaa leikkausmuodonmuutostasoa, jolla leikkausmoduuli on pienentynyt noin 70 % maksimileikkausmoduulin arvosta. (Brinkgreve et al. 2013c, s. 77.)

Taulukko 6 Hardening soil small -materiaalmalliin tarvittavat lisäparametrit.

Parametri	Kuvaus	Yksikkö
G_0	Maksimileikkausmoduuli	kN/m ²
$\gamma_{0,7}$	Leikkausmuodonmuutostaso	-

HS Small -materiaalmallissa on samat heikkoudet kuin HS-mallissakin eli se ei ota huomioon dilataation ja koheesiovoimien poistumisen aiheuttamaa pehmenemistä. Mallia voidaan jossain määrin käyttää myös syklisen kuormituksen mallintamiseen, mutta se ei huomioi esimerkiksi maan juoksettumisen mahdollisuutta. HS Small -mallia käytettäessä laskenta-ajat ovat HS-mallia pidempiä. (Brinkgreve et al. 2013c, s. 10.)

7.1.4 Rakenne-elementit

Plate-elementti (2D)

Plate- eli laatta-elementtejä käytetään Plaxis 2D-ohjelmassa mallintamaan ohuita rakenteita, joilla on suuri taivutuslujuus ja aksiaalinen jäykkyys. Tällaisia ovat esimerkiksi laatat ja erilaiset seinärakenteet. Tässä työssä Plate-elementtiä käytettiin mallintamaan ratapölkkyjä. Plate-elementit koostuvat 5-solmuisista elementeistä, kun vastaavasti

maan mallintamiseen käytetään 15-solmuisia elementtejä. Plate-elementit perustuvat Mindlin laattateoriaan, jolloin laatta voi taipua leikkaus- ja taivutusvoimien alaisena. Lisäksi laatan pituus voi muuttua aksiaalisen kuormituksen takia. Plate-elementille annetaan tilavuuspaino ja lisäksi jäykkyysparametrit kuvastamaan sen elastista käyttäytymistä (Brinkgreve et al. 2012a, s. 30–31, 123).

Beam-elementti (3D)

Beam- eli palkki-elementit ovat Plaxis 3D -ohjelmassa rakenne-elementtejä, joita käytetään mallintamaan ohuita rakenteita, joilla on suuri taivutuslujuus ja aksiaalinen jäykkyys. Palkit koostuvat 3-solmuisista elementeistä ja jokaisella solmukohdalla on kuusi vapausastetta. Tämä perustuu Mindlin palkkiteoriaan, jolloin palkki voi taipua sekä leikkauksen että taivutuksen takia ja voi muuttaa pituuttaan aksiaalisen kuormituksen alaisena. Palkki ei kuitenkaan pysty vastaanottamaan vääntöä. (Brinkgreve et al. 2013c, s. 83.) Beam-elementtiä on käytetty tässä työssä mallintamaan rataakiskoa, sillä sille voidaan helposti syöttää kiskoa vastaava poikkipinta-ala, tilavuuspaino, kimmomoduuli ja jäyhyysmomentit (Brinkgreve et al. 2013b, s. 170).

Interface-elementit

Interface-elementtejä käytetään Plaxisissa mallintamaan rakenne-elementtien ja sitä ympäröivän maan välistä käyttäytymistä. Interface-elementille määritetään materiaali-parametrit ja lisäksi R_{inter} -arvo, joka kuvaa kontaktin karheutta. Interface-elementin paksuus määritetään laskentaa varten virtuaalisena paksuutena. Mitä suurempi virtuaalinen paksuus on, sitä enemmän elastisia muodonmuutoksia syntyy. Tätä pyritään yleensä välttämään, jolloin valitaan mahdollisimman pieni arvo. Oletuksena ohjelmassa käytetään arvoa 0,1. (Brinkgreve et al. 2013b, s. 91.) Kun 2D-ohjelmassa käytetään 15-solmuisia elementtejä, interface-elementissä on 5-solmuparia (Brinkgreve et al. 2012a, s. 37). 3D-ohjelmassa puolestaan interface-elementit ovat 12-solmuisia (Brinkgreve et al. 2013b, s. 91).

7.2 Mallinnuksen kulku

7.2.1 Laskennan tavoitteet ja tutkittavat tapaukset

Laskennan tavoitteena on selvittää ratapenkereessä tapahtuvia muodonmuutoksia ja jännitystasoja, kun pengertä kuormitetaan junan akselikuormaa vastaavalla kuormituksella. Tavoitteena on eritellä etenkin ilmiötä, jonka heikkolaatuiseksi oletettu eristyskerroksen materiaali aiheuttaa ratarakenteessa. Laskennassa vaihdellaan eristyskerroksen materiaalin parametreja, pengerkorkeutta ja pohjamaan jäykkyyttä. Eristyskerroksen materiaalina käytetään hyvälaatuisen eristyskerroksen vertailumateriaalin materiaali-parametreja, minkä lisäksi laskenta suoritetaan koekohteista otetuista näytteistä tehdyistä laboratoriokokeista määritettyjen tulosten pohjalta. Pengerkorkeutta varioidaan tutkimalla ohutta, 1,6 metrin paksuista pengertä sekä korkeampaa 4,6 metrin paksuista pengertä, joita molempia Suomen olemassa olevalla rataverkolla on. Tarkoituksena on selvittää, mille syvyydelle liikennekuorma vaikuttaa. Pohjamaan osalta varioidaan kimmomoduulia, jotta saadaan selville pohjamaan jäykkyyden vaikutus kokonaisuuteen ja tietoa pohjamaan ja penkereen yhteistoiminnasta eristyskerroksen näkökulmasta.

Taulukossa 7 on esitetty peruslaskentatapaukset Plaxis 2D- ja 3D-ohjelmissa. Perustapausten lisäksi suoritettiin herkkyystarkasteluja muuttamalla lujuusparametreja, tukikerroksen ja ratapölkyn välisen Interface-elementin arvoa, m-parametria, mallintamalla eristyskerros Hardening soil small -materiaalimallilla ja käyttämällä välikerroksessa

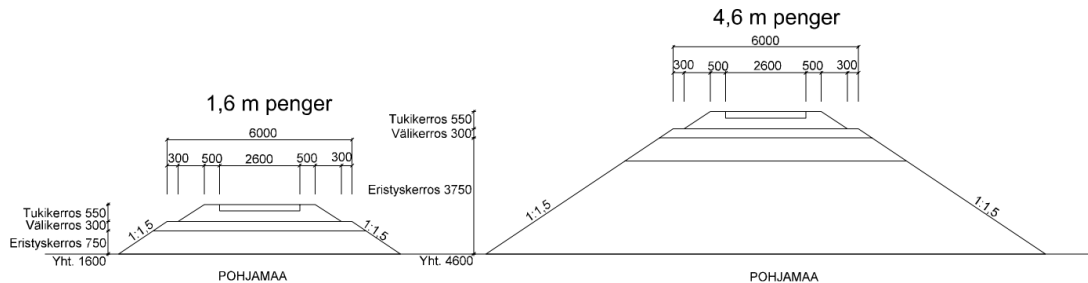
eristyskerroksen materiaaliparametreja. Herkkyystarkastelut tehtiin Plaxis 2D -ohjelmalla huomattavasti lyhyempien laskenta-aikojen vuoksi.

Taulukko 7 Peruslaskentatapaukset Plaxis 2D- ja 3D-ohjelmassa.

Laskenta- tapaus	Tarkastelu	Penger- korkeus [m]	Eristyskerros- materiaali	Pohjamaan moduuli [MPa]
1	2D	1,6	Vertailu	200
2	2D	1,6	Vertailu	50
3	2D	1,6	Vertailu	3
4	2D	1,6	P86	200
5	2D	1,6	P86	50
6	2D	1,6	P86	3
7	2D	1,6	P90	200
8	2D	1,6	P90	50
9	2D	1,6	P90	3
10	2D	4,6	Vertailu	200
11	2D	4,6	Vertailu	50
12	2D	4,6	Vertailu	3
13	2D	4,6	P86	200
14	2D	4,6	P86	50
15	2D	4,6	P86	3
16	2D	4,6	P90	200
17	2D	4,6	P90	50
18	2D	4,6	P90	3
19	3D	1,6	Vertailu	200
20	3D	1,6	Vertailu	50
21	3D	1,6	Vertailu	3
22	3D	1,6	P86	200
23	3D	1,6	P86	50
24	3D	1,6	P86	3
25	3D	1,6	P90	200
26	3D	1,6	P90	50
27	3D	1,6	P90	3
28	3D	4,6	Vertailu	200
29	3D	4,6	Vertailu	50
30	3D	4,6	Vertailu	3
31	3D	4,6	P86	200
32	3D	4,6	P86	50
33	3D	4,6	P86	3
34	3D	4,6	P90	200
35	3D	4,6	P90	50
36	3D	4,6	P90	3

7.2.2 Materiaaliparametrit ja laskentaoletukset

Työssä tarkasteltiin sekä 1,6 metrin että 4,6 metrin paksuista pengertä. Tukikerroksen paksuudeksi oletettiin 550 mm, välikerroksen paksuudeksi 300 mm ja eristyskerroksen paksuudeksi 750 mm tai 3750 mm. Ratapenkereen leveydeksi oletettiin kuusi metriä ja luiskakaltevuudeksi 1:1,5. Penkereiden poikkileikkausgeometriat on esitetty kuvassa 48.



Kuva 48 Mallinnetun penkereen poikkileikkausgeometria. Vasemmalla 1,6 m korkea penger ja oikealla 4,6 m korkea penger.

Pehmeiköiltä P86 ja P90 otetuille pengernäytteille tehtiin staattiset kolmiakselialikokeet, vedenläpäisevyysmääritykset ja bender element -kokeet Tampereen teknillisen yliopiston Maa- ja pohjarakenteiden yksikön laboratoriossa kesän 2014 aikana. Näiden kokeiden perusteella määritettiin mallinnusta varten eristyskerroksen jäykkyysparametrit vastaamaan tiivin ja löyhän tilan välisiä olosuhteita. Lönnroth (2014, s. 80) totesi, että liikennekuormitusta mallinnettaessa ongelma on luonteeltaan toistokuormitustapaus staattisesta laskentatavasta huolimatta, mikä voidaan huomioida laskelmissa käyttämällä jäykkyysmoduuleille arviolta 20 % suurempia arvoja. Tähän päädyttiin myös tässä työssä ja kolmiakselialikokeiden perusteella määritettyjä jäykkyysmoduuleja kasvatettiin 20 %.

Eristyskerroksen materiaalien kitkakulma määritettiin kuvaamaan löyhässä tilassa olevaa materiaalia, koska esimerkkikohteissa on todennäköistä, että penkereen lakoamisen ja liikennekuormituksen vuoksi eristyskerros löyhtyy. Peruslaskennassa käytetyt kitkakulman arvot ovat mallinnustilanteen kannalta alhaiset, kun otetaan huomioon, että kyseessä on toistokuormitustilanne. Tämän vaikutuksen selvittämiseksi tehtiin herkkyystarkasteluja eri lujuusparametrien arvoilla, jotta pystyttiin selvittämään kitkakulman (ja muiden lujuusparametrien) vaikutus kokonaistilanteeseen. Radan rakennekerroksissa on käytetty Hardening soil -materiaalimallia ja pohjamaalle lineaarielastista materiaalimallia. Hardening soil -materiaalimalli valittiin, koska sillä pystytään mallintamaan maan lujittumista. Lineaarielastinen materiaalimalli ei sovellu kovin hyvin maan realistisen käyttäytymisen mallintamiseen sen rajoitteiden takia, mutta tässä työssä haluttiin pitäytyä mahdollisimman yksinkertaisessa mallissa, jonka jäykkyyttä on helppo muuttaa. Mallinnuksessa käytetyt materiaaliparametrit pohjamaalle ja radan rakennekerroksille on esitetty taulukoissa 8 ja 9.

Taulukko 8 Pohjamaan materiaaliparametrit.

	Kerros	Pohjamaa 1	Pohjamaa 2	Pohjamaa 3	Yksikkö
	Malli	LE	LE	LE	
	Tyyppi	Drained	Drained	Drained	
Tilavuus- painot	γ_{unsat}	20	18	15	kN/m ³
	γ_{sat}	22	20	17	kN/m ³

Jäykkyys- parametrit	E'	200000	50000	3000	kN/m ²
	ν	0,3	0,3	0,3	-

Taulukko 9 Ratapenkereen rakennekerrosten materiaaliparametrit.

	Kerros	Tuki- kerros	Väli- kerros	Eristys- kerros/ vertailu	Eristys- kerros/ P86	Eristys- kerros/ P90	Yksikkö
	Malli	HS	HS	HS	HS	HS	
	Tyyppi	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	

Tilavuus- painot	γ_{unsat}	20	20	20	17,2	16,7	kN/m ³
	γ_{sat}	23	23	23	18,7	17,7	kN/m ³

Veden- läpäi- sevyys	K_x	1	1	1	1,296	2,9376	m/day
	K_y	1	1	1	1,296	2,9376	m/day
	K_z	1	1	1	1,296	2,9376	m/day

Jäykkyys- para- metrit	E_{50}^{ref}	250000	140000	120000	36000	30000	kN/m ²
	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	210000	137000	120000	36000	30000	kN/m ²
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	500000	280000	240000	91476	96936	kN/m ²
	m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	-
	$\nu_{\text{ur}}(\text{nu})$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	-
	p^{ref}	100	100	100	100	100	kN/m ²
	K_0^{nc}	0,300	0,384	0,412	Auto- matic	Auto- matic	-

Lujuus- para- metrit	c_{ref}	20	10	5	7	7	kN/m ²
	ϕ	45	38	36	29	29	°
	Ψ	10	5	5	0	0	°
	$c_{\text{increment}}$	0	0	0	0	0	kN/m ³
	y_{ref}	0	0	0	0	0	m
	R_f	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	-

Tuki- ja välikerroksen sekä eristyskerroksen vertailumateriaalin materiaaliparametrit HS-materiaalimallia varten saatiin Tampereen teknilliseltä yliopistolta heidän tutkimuksiinsa pohjautuen (Kalliainen et al. 2014). Pohjamaan muodonmuutosmoduulia varioitiin siten, että tuloksia saatiin suhteellisen pehmeästä hyvin jäykkään pohjamaahan. Tällöin pystytään selvittämään pohjamaan jäykkyyden vaikutus kokonaistilanteeseen.

2D-laskelmissa ratapölkkyt mallinnettiin julkaisun Kalliainen & Kolisoja (2009, s. 33) mukaisesti Plate-elementillä. Ratapölkkyjen väliksi oletettiin 0,61 metriä, jolloin yhdellä metrillä on keskimäärin 1,64 ratapölkkyä. Plate-elementille määritettiin laskentaa varten 1,64 ratapölkkyä vastaavat taivutus- ja aksiaalijäykkyyden arvot (taulukko 10), sillä Plaxis 2D -ohjelmassa mallin syvyyden oletetaan olevan yksi metri. Arvot määritettiin K60-betonille. Plate-elementin ja tukikerroksen väliin laitettiin Interface-elementti, jonka arvoksi annettiin $R_{inter}=0,73$.

Taulukko 10 Parametrit Plate-elementille 2D-laskennassa.

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Aksiaalinen jäykkyys	EA	3466638	kN/m ³
Taivutusjäykkyys	EI	12740	kN m ² /m
Teoreettinen metripaino	w	2,23	kN/m/m
Poissonin luku	v	0,2	-

3D-ympäristössä kiskot mallinnettiin Beam-elementtinä. Taulukossa 11 on määritetty kiskoprofiilia 60E1-vastaavat arvot, jotka syötettiin Plaxikseen. Ratapölkkyt mallinnettiin lineaarielastisella materiaalmallilla vastaamaan K60-betonin arvoja (taulukko 12). Ratapölkkyjen oletettiin olevan mallissa 0,61 metrin välein.

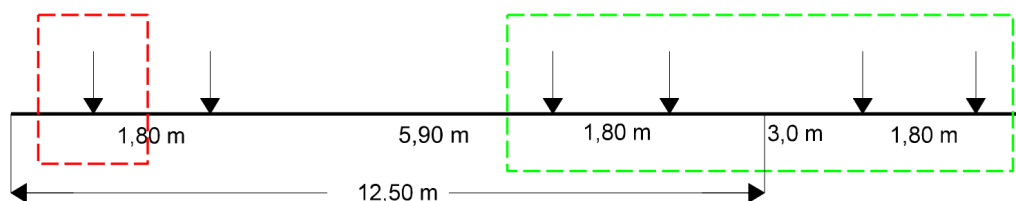
Taulukko 11 Parametrit Beam-elementille 3D-laskennassa.

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Poikkipinta-ala	A	0,008	m ²
Tilavuuspaino	γ	76,61	kN/m ³
Kimmomoduuli	E	210000000	kN/m ²
Jäyhyysmomentti	I_3	3,038E-05	m ⁴
Jäyhyysmomentti	I_2	5,123E-06	m ⁴

Taulukko 12 Parametrit ratapölkylle (LE-materiaalimalli) 3D-laskennassa.

Materiaaliparametrit			Yksikkö
Materiaalin tyyppi	-	non-porous	-
Tilavuuspaino	γ	25	kN/m ³
Kimmomoduuli	E	39000000	kN/m ²
Poissonin luku	v	0,2	-

Kuormana käytettiin SFS-EN15528 mukaista vanhojen ratojen mitoitukseen tarkoitettua kuormakaaviota E4 (kuva 49), jossa on käytetty 250 kN painoisia akselikuoormia ja jota vastaa keskimääräinen 8 t/m metripaino p. 2D-ympäristössä kuorma redusoitui kiskon jalan leveyttä (0,15 metriä) ja syvyyssuunnassa yhtä metriä vastaavalle alueelle (Kalliainen & Kolisoja 2009, s. 32–34). Kuormien redusointi tehtiin siten, että ajateltiin yhden kuorman vaikutusalueen olevan radan pituussuunnassa 1,8 metriä kuvassa esitetyn punaisella viivoitetun alueen mukaisesti. Tällöin Plaxis 2D:ssä käytettiin viivakuormalle arvoa 463 kN/m². 3D-mallissa käytettiin suoraan 125 kN staattisia pistekuormia kuormakaavion E4 mukaisesti (kuvassa 49 vihreällä ympäröity alue).



Kuva 49 SFS-EN15528 mukainen kuormakaavio E4, jossa on esitetty punaisella viivoitetulla alueella kuorman redusointialue 2D-laskelmia varten ja vihreällä 3D-laskennassa käytetty kuormajärjestely (Mukailtuna RATO 3 2013, s. 25).

7.2.3 Herkkyystarkastelut

Ei erillistä välikerrosta

Tässä tarkastelussa vaihdettiin välikerroksen materiaaliksi P86-materiaali, jolloin koko ratapenkereen alusrakenne oli samaa materiaalia. Pohjamaan jäykkyys vaihteli laskennassa 3 MPa, 50 MPa ja 200 MPa ja pengerkorkeus oli 1,6 metriä.

HS Small -materiaalimalli

Otetuille pengernäytteille tehdyistä Bender element -kokeista saatiin arvot Hardening soil small -materiaalimallin leikkausmoduulille G_0^{ref} . Eristyskerrosmateriaalille P86 saatiin kokeessa leikkausmoduulin arvoiksi 100 kPa sellipaineessa 130300 kPa tiiviille näytteelle. Parametrin $\gamma_{0,7}$ arvo laskettiin kaavan 29 mukaisesti ja sille saatiin arvo 0,0001 (Brinkgreve et al. 2012b, s. 84). Laskennat suoritettiin käyttämällä eristyskerroksen materiaalimallina HS small -mallia, kun pohjamaa oli 200 MPa ja pengerkorkeus 1,6 metriä. Tuloksia vertailtiin peruslaskennoissa Hardening soil -materiaalimallilla saatuihin tuloksiin.

$$\gamma_{0,7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\varphi')) - \sigma'_1(1 + K_0)\sin(2\varphi')] \quad (29)$$

missä

K_0	lepopainekerroin
σ'_1	tehokas pystysuora jännitys
G_0	leikkausmoduuli
c'	koheesio
φ'	kitkakulma

m-parametri

Hardening soil -materiaalimallin m-parametri kuvaa jäykkyyden riippuvuutta jännitystilasta. Sen suuruutta vaihdeltiin materiaalille P86, kun pohjamaan jäykkyys oli 200 MPa ja pengerkorkeus 1,6 metriä. Parametrille käytettiin peruslaskennoissa arvoa $m=0,5$. Herkkyystarkasteluissa m-parametria varioitiin seuraavasti: $m=0,45$, $m=0,55$ ja $m=0,60$.

Interface-elementti

Plate-elementin ja tukikerroksen välissä olevan Interface-elementin R_{inter} -arvoa varioitiin, kun pohjamaa oli jäykkyydeltään 200 MPa, pengerkorkeus 1,6 metriä ja eristyskerroksen materiaalina käytettiin P86-materiaalia. Interface-elementtiä käytetään Plaxis-ohjelmissa rakenne-elementtien ja maan välisen vuorovaikutuksen mallintamiseen. Peruslaskennassa käytettiin arvoa $R_{\text{inter}}=0,73$ ja herkkyystarkastelut tehtiin arvoilla $R_{\text{inter}}=0,56$ ja $R_{\text{inter}}=0,90$.

Lujuusparametrit

Eristyskerroksen materiaalille P86 varioitiin kitkakulman, dilataatiokulman ja koheesion arvoja, kun pohjamaan jäykkyys oli 50 MPa ja pengerkorkeus 1,6 metriä. Peruslaskentoja varten määritetty kitkakulma oli materiaalille toistokuormitustilannetta ajatellen matala (29°), joten kulman suuruutta varioitiin seuraavasti: 32° , 35° , 38° ja 41° . Dilataatiokulmaa kasvatettiin niin, että kustakin kitkakulman arvosta vähennettiin 30° . Koheesion arvoa, jolla Kalliainen & Kolisoja (2013, s. 58) totesivat olevan kitkakulmaa enemmän vaikutusta tuloksiin, nostettiin muutamalla yksiköllä enintään 10 kPa:n taulukon 13 mukaisesti.

Taulukko 13 Eristyskerroksen materiaalin P86 lujuusparametrien arvot herkkiystarkasteluissa Plaxis 2D -laskennassa.

Lujuusparametrit		Tapaus 1	Tapaus 2	Tapaus 3	Tapaus 4
Leikkauskestävyyskulma	φ [$^\circ$]	32	35	38	41
Dilataatiokulma	ψ [$^\circ$]	2	5	8	11
Koheesio	c [kPa]	7	7	8	10

Taulukkoon 14 on koottu kaikki tehdyt herkkiystarkastelut. Kaikki herkkiystarkastelut tehtiin Plaxis 2D -ohjelmalla.

Taulukko 14 Yhteenvetotaulukko suoritetuista herkkiystarkasteluista. Kaikki laskennat tehtiin Plaxis 2D -ohjelmalla, 1,6 metrin pengerkorkeudella ja P86-materiaalilla.

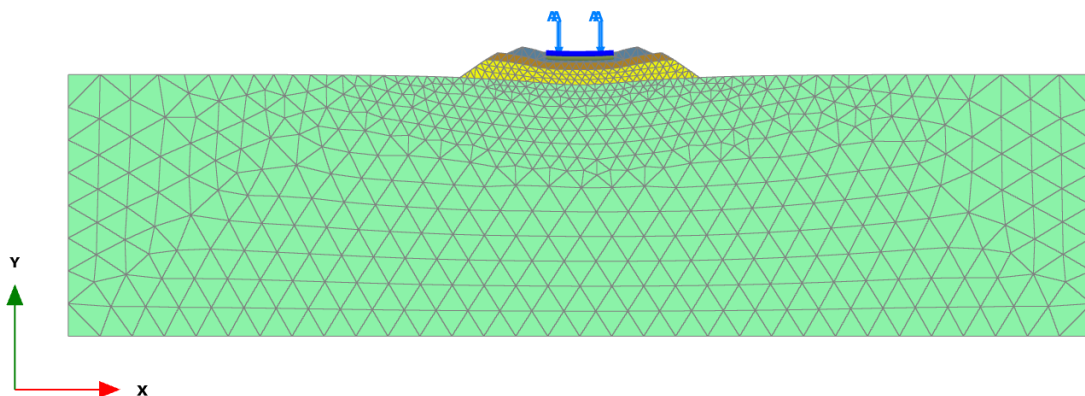
Laskenta-tapaus	Pohjamaan moduuli [MPa]	Muutettava parametri
37	3	Ei erillistä välikerrosta, koko alusrakenne materiaalia P86
38	50	Ei erillistä välikerrosta, koko alusrakenne materiaalia P86
39	200	Ei erillistä välikerrosta, koko alusrakenne materiaalia P86
40	3	Eristyskerroksen materiaali: HS small -materiaalimalli
41	50	Eristyskerroksen materiaali: HS small -materiaalimalli
42	200	Eristyskerroksen materiaali: HS small -materiaalimalli
43	200	Eristyskerroksen materiaali: m = 0,45
44	200	Eristyskerroksen materiaali: m = 0,55
45	200	Eristyskerroksen materiaali: m = 0,60
46	200	Pölkyn ja tukikerroksen välisen interface-elementin $R_{inter} = 0,56$
47	200	Pölkyn ja tukikerroksen välisen interface-elementin $R_{inter} = 0,90$
48	50	Eristyskerroksen materiaali: $\varphi = 32^\circ$, $\psi = 2^\circ$, c = 7 kPa
49	50	Eristyskerroksen materiaali: $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 5^\circ$, c = 7 kPa
50	50	Eristyskerroksen materiaali: $\varphi = 38^\circ$, $\psi = 8^\circ$, c = 8 kPa
51	50	Eristyskerroksen materiaali: $\varphi = 41^\circ$, $\psi = 11^\circ$, c = 10 kPa

7.2.4 Mallinnuksen kulku

Taulukossa 15 on esitetty mallinnuksen vaiheet Plaxis 2D -ohjelmassa. Kehitetty malli 1,6 metrin pengerkorkeudelle on esitetty kuvassa 50.

Taulukko 15 Mallinnuksen vaiheet Plaxis 2D -ohjelmassa.

Mallinnuksen vaiheet	
1	Projektitietojen syöttäminen
2	Penkereen geometrian luominen Geometry line -työkalulla
3	Ratapölkkyjen mallintaminen Plate-elementillä ja Interface-elementin lisääminen Plate-elementin ja tukikerroksen rajapintaan
4	Liikennekuorman mallintaminen kahtena redusoituna viivakuormana kiskon jalan leveydelle
5	Materiaaliparametrien syöttäminen Material sets-kohtaan
6	Mallin reunaehtojen asettaminen Standard Fixities -vaihtoehdolla
7	Elementtiverkon luominen Mesh-valikossa
8	Laskentavaiheiden määrittely taulukon 17 mukaisesti. Pohjavedenpinta asetettiin maanpinnan tasoon.
9	Laskentapisteiden määrittely laskentaa varten
10	Laskenta ja tulosten jatkokäsittely Plaxis Output -ohjelmassa ja Excelissä



Kuva 50 Tehty malli Plaxis 2D -ohjelmassa 1,6 metrin pengerkorkeudella (muodonmuutokset skaalattu 100-kertaisiksi).

Plaxis 3D Input-ohjelmassa laskentamallin tekeminen tapahtuu 2D-ohjelmasta poiketen eri välilehdillä. Mallinnuksen vaiheet on esitetty taulukossa 16.

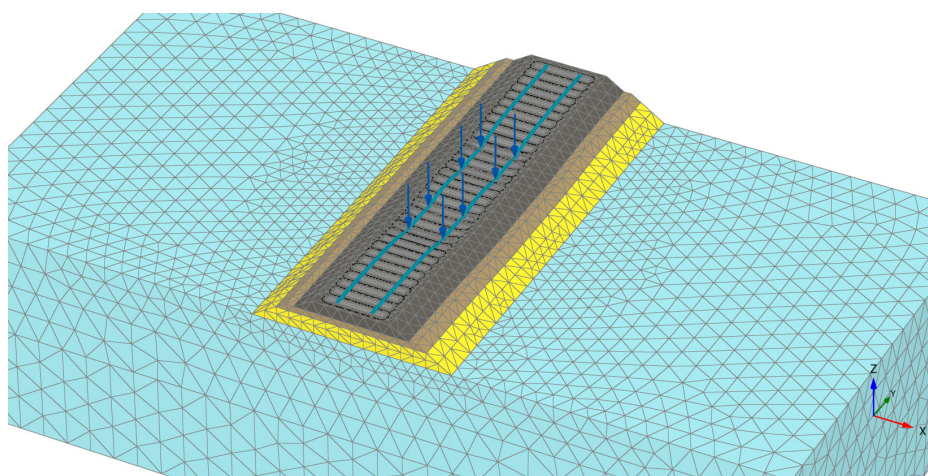
Taulukko 16 Mallinnuksen vaiheet Plaxis 3D -ohjelmassa.

Mallinnuksen vaiheet	
1	Project Properties -ikkunassa <ul style="list-style-type: none"> Projektitietojen syöttäminen.
2	Soil-välilehdellä <ul style="list-style-type: none"> Pohjamaan ja pohjaveden pinnan mallinnus Borehole-työkalulla. Parametrien määrittäminen rakennekerroksille, pohjamaalle ja rakenteille
3	Structures-välilehdellä <ul style="list-style-type: none"> Ratapenkereen mallinnus Create surface- ja Extrude object -työkaluilla Yksittäisen ratapölkyn mallinnus Create surface- ja Extrude object -työkaluilla, minkä jälkeen ratapölkky monistetaan koko penkereen pituudelle Create array -työkalulla ja poistetaan tukikerroksesta vastaavat tilavuudet Intersect and recluster -toiminnolla. Interface-elementtien lisääminen ratapölkkyjen ja tukikerroksen rajapintaan Kiskojen mallinnus lisäämällä Beam-elementti Create Beam -työkalulla Pistekuormien (125 kN) lisääminen kuormakaavion E4 mukaisesti.
4	Mesh-välilehdellä <ul style="list-style-type: none"> Elementtiverkon luominen Very fine -vaihtoehdolla
5	Staged Construction -välilehdellä <ul style="list-style-type: none"> Laskentavaiheiden määrittely. Laskentavaiheet on esitetty taulukossa 17. Laskentapisteiden määrittäminen laskentaa varten Laskenta Tulosten tarkastelu Plaxis Output -ohjelmassa ja tulosten jatkokäsittely Excelissä.

Taulukossa 17 on esitetty laskentavaiheet Plaxis 3D-ohjelmassa. Laskentavaiheiden määrittely oli 3D-versiossa nopeampaa verrattuna vuoden 2012 Plaxis 2D-versioon. 2D-ohjelmassa laskentavaiheet olivat hyvin samankaltaiset lukuunottamatta vaiheita 4, 5 ja 6, jotka korvattiin kahdella laskentavaiheella. Ensimmäisessä niistä lisättiin tukikerros ja toisessa Plate- ja Interface-elementit. Penkereen rakennusvaiheen siirtymät nollattiin, jotta ne eivät vaikuta lopullisiin kuormituksen aiheuttamiin siirtymiin. Työssä käytettiin samankaltaista kuormitustapaa kuin Pihlajamäen (2012, s. 40–41) diplomityössä, jossa Hardening soil -materiaalimallin ominaisuuksien vuoksi kuormituskertoja oli useita. Pihlajamäki totesi, ettei viiden kuormituskerran jälkeen muodonmuutoksissa ja jännityksissä enää tapahdu merkittäviä muutoksia, joten tässäkin työssä päädyttiin käyttämään viittä kuormitus sykliä. Tuloksissa on siis tarkasteltu viidennen kuormitus syklin aiheuttamia rasituksia ja muodonmuutoksia. Kuvassa 51 on esitetty Plaxis 3D -ohjelmassa kehitetty malli 1,6 metrin pengerkorkeudelle.

Taulukko 17 Laskentavaiheet Plaxis 3D-ohjelmassa.

Identification	Phase	Start from	Calculation type	Loading input	Reset displacements to zero
Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned	-
Eristyskerros 1	1	0	Plastic	Staged Construction	Yes
Eristyskerros 2	2	1	Plastic	Staged Construction	Yes
Välikerros	3	2	Plastic	Staged Construction	Yes
Tukikerros ja pölkyt	4	3	Plastic	Staged Construction	Yes
Interface-elementit	5	4	Plastic	Staged Construction	Yes
Kiskot	6	5	Plastic	Staged Construction	Yes
Kuormitus 1	7	6	Plastic	Staged Construction	No
Palautus 1	8	7	Plastic	Staged Construction	No
Kuormitus 2	9	8	Plastic	Staged Construction	No
Palautus 2	10	9	Plastic	Staged Construction	No
Kuormitus 3	11	10	Plastic	Staged Construction	No
Palautus 3	12	11	Plastic	Staged Construction	No
Kuormitus 4	13	12	Plastic	Staged Construction	No
Palautus 4	14	13	Plastic	Staged Construction	No
Kuormitus 5	15	14	Plastic	Staged Construction	No



Kuva 51 Tehty malli Plaxis 3D -ohjelmassa 1,6 metrin pengerkorkeudella (muodonmuutokset skaalattu 100-kertaisiksi).

8 Tutkimustulosten analysointi

8.1 Peruslaskentojen tulokset

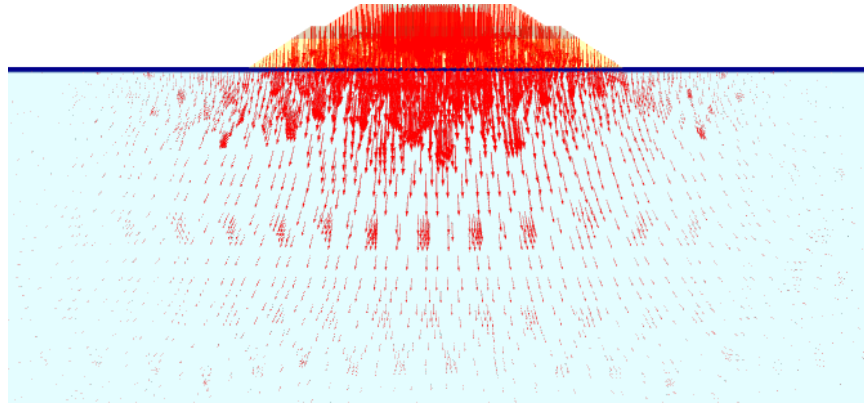
8.1.1 Siirtymät

Erilaisia laskentatapauksia, kun vaihdeltiin pengerkorkeutta, eristyskerroksen materiaalia ja pohjamaan jäykkyyttä, oli 18 kappaletta. Kaikki tapaukset laskettiin sekä Plaxis 2D- että 3D -ohjelmilla, jolloin peruslaskentoja tehtiin kaikkiaan 36 kappaletta (taulukko 7). Peruslaskentojen lisäksi tehtiin joitakin herkkyytstarkasteluja (taulukko 14). Taulukossa 18 on esitetty kuormituksen aiheuttama ratapölkyn pystysiirtymä kaikissa lasketuissa tapauksissa. Ainoastaan 3 MPa pohjamaalle, 1,6 metrin pengerkorkeudella ja vertailumateriaalilla ei saatu tuloksia, sillä Plaxiksella ei onnistuttu laskemaan yhtäkään kuormitus sykliä kyseiselle tapaukselle. Tämä johtui siitä, ettei ohjelma pystynyt optimoimaan ratkaisua vaiheessa, jossa siihen kohdistettiin ensimmäisen kerran junakuorma. Koska P86- ja P90-eristyskerrosten materiaaliparametrit ovat hyvin samanlaiset, tulokset näille tapauksille ovat odotetusti hyvin samankaltaiset. Siksi työssä esitetään hieman suurempien siirtymäarvojen vuoksi lähinnä P86-materiaalin tuloksia ja vertailaan niitä vertailumateriaalilla saatuihin tuloksiin.

Taulukko 18 Ratapölkyn hetkellinen pystysiirtymä [mm] peruslaskentatapauksissa.

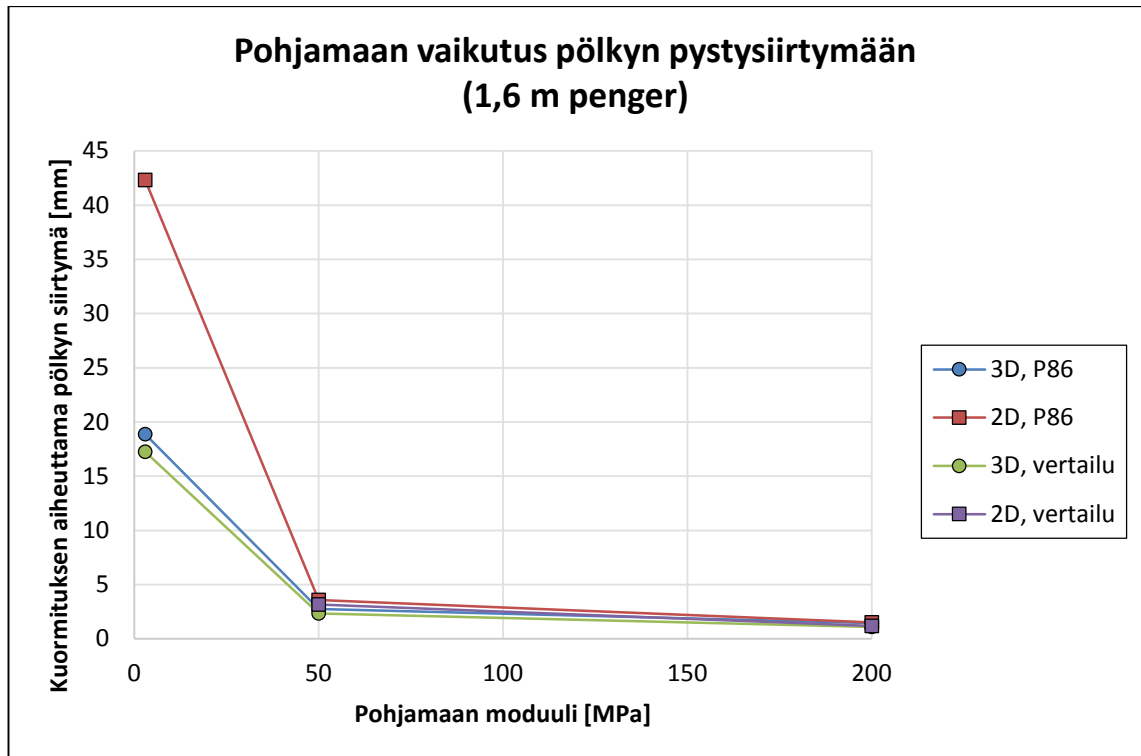
Pengerkorkeus	Pohjamaan moduuli	3D-laskenta			2D-laskenta		
		Vertailu	P86	P90	Vertailu	P86	P90
1,6 m	3 MPa	17,24	18,88	21,30	-	42,31	42,19
	50 MPa	2,34	2,77	2,78	3,17	3,58	3,55
	200 MPa	1,11	1,47	1,46	1,19	1,51	1,48
4,6 m	3 MPa	7,78	10,04	9,94	22,50	30,69	30,56
	50 MPa	1,9	3,10	3,07	2,82	6,09	5,92
	200 MPa	1,36	2,36	2,24	1,57	4,60	4,37

Kuormituksen aiheuttama siirtymä on pääasiassa pystysuuntaista, kuten kuvasta 52 huomataan. Etenkin pehmeillä pohjamailla tapahtuu pystysuuntaisen siirtymän lisäksi penkereen vaakasuuntaista liikettä eli penkereen lakoamista sivuille. Koska laskennoissa on käsitelty yhden akselinylityksen aiheuttamaa tilannetta, ovat etenkin vaakasiirtymät hyvin pieniä eli suuruusluokkaa alle 0,5 mm. Tällöin myös erot eri laskentatapauksien välillä ovat hyvin pieniä. Pehmeimmän pohjamaan (3 MPa) tapauksessa saadut suurimmat vaakasiirtymät olivat 2D-laskennassa jopa yli 5 mm, mutta nämä siirtymäarvot esiintyivät pohjamaassa penkereen alla.



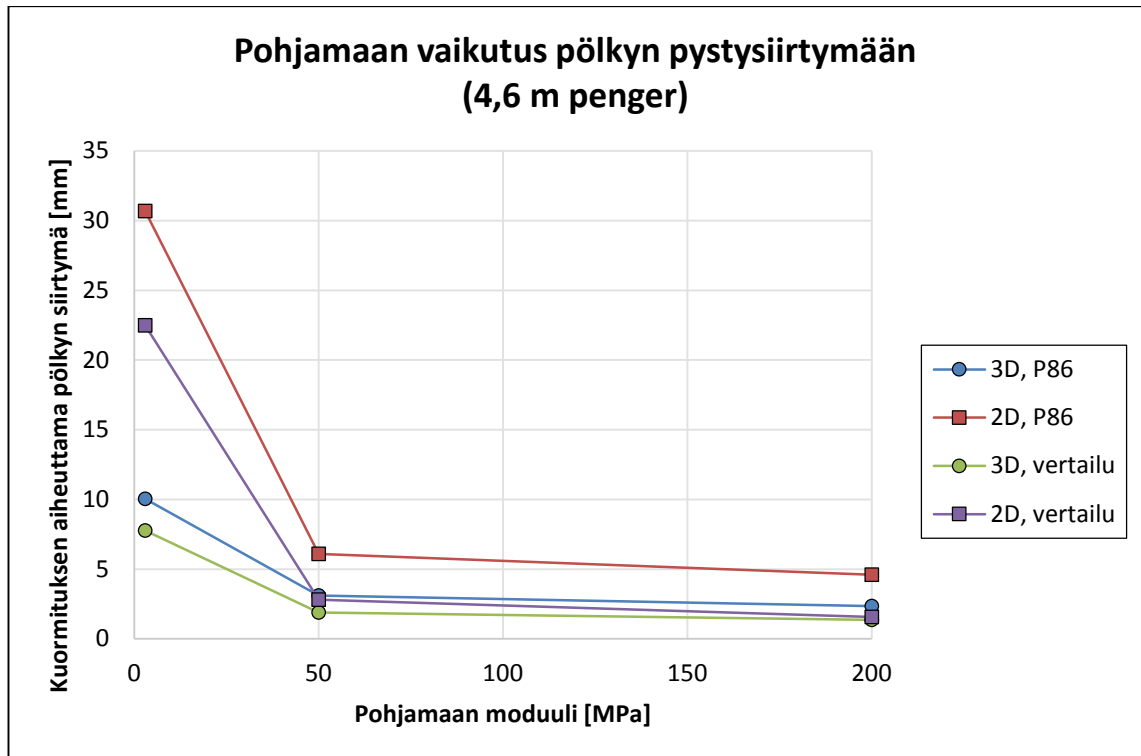
Kuva 52 Kuormituksen aiheuttamien siirtymien jakautuminen (penger 1,6 m, pohjamaa 3 MPa, eristyskerroksen materiaali P86).

Kuvassa 53 on esitetty 1,6 metrin pengerkorkeudella kuormituksen aiheuttama pysyisiirtymä ratapölkkyssä. Odotetusti pehmeimmällä pohjamaalla kuormituksen aiheuttamat siirtymät ovat suuremmat ja siirtymien suuruus pienenee pohjamaan jäykkyyden kasvaessa. Siirtymän suuruuden vaihtelu alle 50 MPa pohjamaan jäykkyyksillä on suurta, joten haluttaessa tutkia tarkemmin pehmeiden pohjamaiden vaikutusta siirtymien suuruuksiin, olisi hyvä tarkastella jäykkyydeltään pieniä pohjamaita. Pehmeimmällä 3 MPa pohjamaalla 2D- ja 3D-laskentojen tulokset eroavat toisistaan hyvin suuresti ja 2D-laskennasta saadaan P86-materiaalille yli kaksinkertainen siirtymä (42,31 mm) verrattuna 3D-laskentaan (18,88 mm). Vertailumateriaalille ei tulosta 2D-laskennasta 3 MPa pohjamaalle ole, koska Plaxis ei pystynyt laskemaan yhtään kuormitusykliä kyseiselle tapaukselle. Jäykemmillä pohjamailla (50 MPa ja 200 MPa) hajonta 2D- ja 3D-laskennan suhteen on vähäisempää, mutta 2D-laskennan tulokset ovat silti odotetusti hieman suurempia kuin 3D-laskennassa saadut tulokset.



Kuva 53 Pohjamaan jäykkyyden vaikutus kuormituksen aiheuttamaan ratapölkyn pystysiirtymään 1,6 metrin pengerkorkeudella eri eristyskerroksen materiaaleilla 2D- ja 3D-laskennassa. 2D-laskennasta puuttuu 3 MPa pohjamaan laskentatulokset vertailumateriaalilla.

Kuvassa 54 on esitetty vastaavat ratapölkyn pystysiirtymän arvot 4,6 metrin pengerkorkeudella eri pohjamaan jäykkyyksillä. Myös 4,6 metrin pengerkorkeudella on huomattavissa, että 2D-laskennan siirtymätulokset ovat suurempia kuin 3D-laskennassa. Suurimmat erot tulevat esiin pehmeimmällä 3 MPa pohjamaalla, jolla P86-materiaalilla siirtymä 2D-laskennassa on 30,7 mm ja 3D-laskennassa 10,0 mm. 2D-laskennasta saatu tulos on siis kolminkertainen 3D-laskennan tulokseen verrattuna. Vertailumateriaalille vastaavat arvot ovat 22,5 mm (2D) ja 7,78 mm (3D). Myös 4,6 metrin pengerkorkeudella P86-materiaalin arvoilla kuormituksen aiheuttamat pystysiirtymät ovat suuremmat kuin vertailumateriaalilla.



Kuva 54 Pohjamaan jäykkyyden vaikutus kuormituksen aiheuttamaan ratapöllyn pystysiirtymään 4,6 metrin pengerkorkeudella eri eristyskerroksen materiaaleilla 2D- ja 3D-laskennassa.

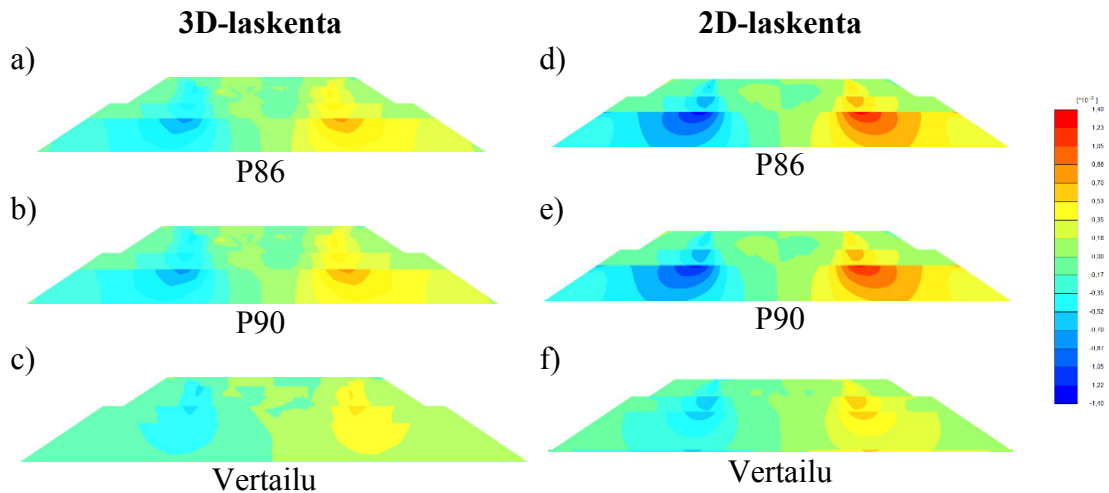
RATO 3:ssa (2008, s. 40) on annettu ratapölkystä mitattavalle radan pystysuuntaiselle palautuvalle painumalle ohjearvot. Olemassa olevalla rataverkolla maanvaraisesti perustetulla ratapenkereellä palautuvan painuman vähimmäisarvo on 1 mm ja enimmäisarvo on 10 mm. Mallinnustulosten perusteella matalammalla 1,6 metrin pengerkorkeudella 3 MPa pohjamaan tulokset sekä eristyskerroksen materiaaleilla P86 ja P90 että vertailumateriaalilla ylittävät RATO 3 vaatimuksen. 4,6 metrin pengerkorkeudella tulokset 3D-laskennasta pehmeimmälle pohjamaalle pysyttelevät P86- ja P90-materiaaleilla 10 mm tuntumassa, kun taas vertailumateriaalilla saatu arvo on noin 8 mm. Suurella rakennepaksuudella voidaan siis pehmeillä pohjamailla jonkin verran pienentää palautuvien siirtymien suuruutta. Jäykempien tutkittujen pohjamaiden (50 MPa ja 200 MPa) tapauksissa kaikki laskennassa saadut palautuvan painuman arvot alittavat 10 mm enimmäistason. P86-materiaalilla saadut siirtymän arvot ovat suuremmat kuin vertailumateriaalilla saadut tulokset. Erot vertailu- ja P86-materiaalien välillä eivät kuitenkaan lukuarvoiltaan ole suuria, sillä 50 MPa ja 200 MPa pohjamailla erot ovat millimetrien kymmenyksien ja 3 MPa pohjamaalla muutaman millimetrin luokkaa, joten eristyskerrosmateriaalin vaikutus palautuviin siirtymiin on suhteellisen pieni verrattuna pohjamaan jäykkyyden vaikutukseen. Kun pohjamaa on tarpeeksi jäykkää, P86- ja P90-materiaalien ominaisuudet ovat riittävät täyttämään suunnitteluohjeissa asetetut vaatimukset palautuvan painuman suuruudelle.

8.1.2 Leikkausmuodonmuutokset

Kalliainen & Kolisoja (2009, s.40–41) totesivat, että siirtymien vertailu ei ole paras mahdollinen tapa vertailla eri tilanteita, sillä erot siirtymien suuruuksissa eri tapausten välillä ovat hyvin pieniä. Sen sijaan he esittivät käytettäväksi leikkausmuodonmuutosten vertailua, sillä aiemmin on esitetty, että palautuvan muodonmuutoksen ja pysyvien muodonmuutosten kertymisnopeuden välillä on yhteys ja että 0,1 % muodonmuu-

tostason jälkeen pysyvien muodonmuutosten kertymisnopeus kasvaa. Tämän voidaan heidän mukaansa olettaa pätevän myös leikkausmuodonmuutostasojen kanssa.

Kuvassa 55 on esitetty leikkausmuodonmuutokset eri eristyskerroksen materiaaleilla ja 1,6 metrin pengerkorkeudella 2D- ja 3D-laskennoissa. Kuviissa näkyvät väritysten erot penkereessä johtuvat siitä, että leikkausmuodonmuutosten suuruudet ovat Plaxiksessa erimerkkiset eri puolilla pengertä. Kuvan perusteella huomataan, että 2D- ja 3D-laskentojen välillä on eroja. 2D-laskennasta saadaan poikkeuksetta suuremmat tulokset leikkausmuodonmuutoksille kuin 3D-laskennasta. Vertailemalla kuvassa esitettyjä tapauksia huomataan myös selvästi, että suurimmat leikkausmuodonmuutokset syntyvät eristyskerroksen yläosaan. Tämän perusteella valittiin kuvan 56 mukainen tarkastelupiste, jonka leikkausmuodonmuutoksen arvoja käsitellään edempänä tässä luvussa.

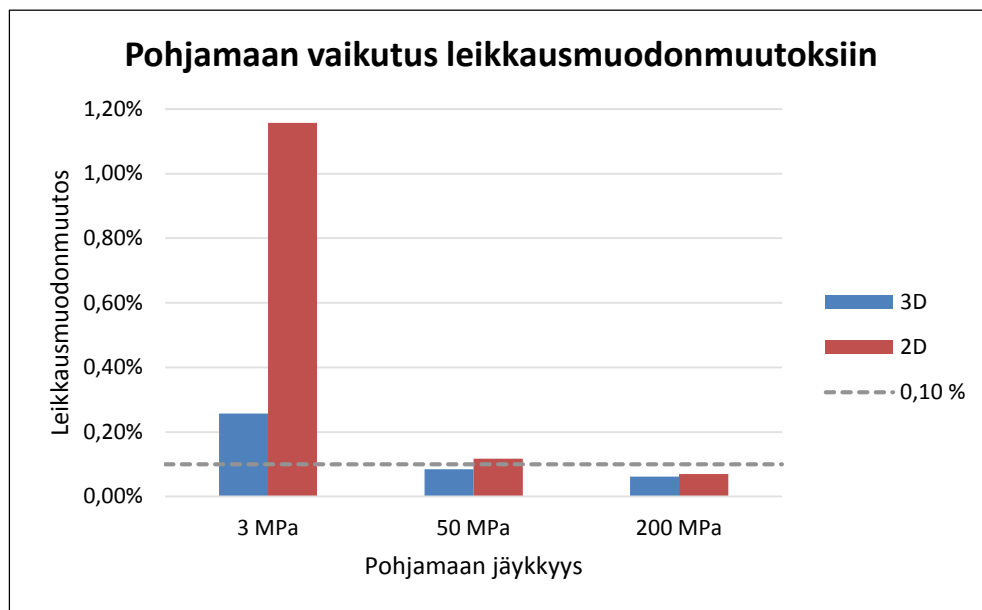


Kuva 55 Leikkausmuodonmuutokset 1,6 metrin pengerkorkeudella ja 50 MPa pohjamaalla eri eristyskerroksen materiaaleilla 2D- ja 3D-laskennoissa.



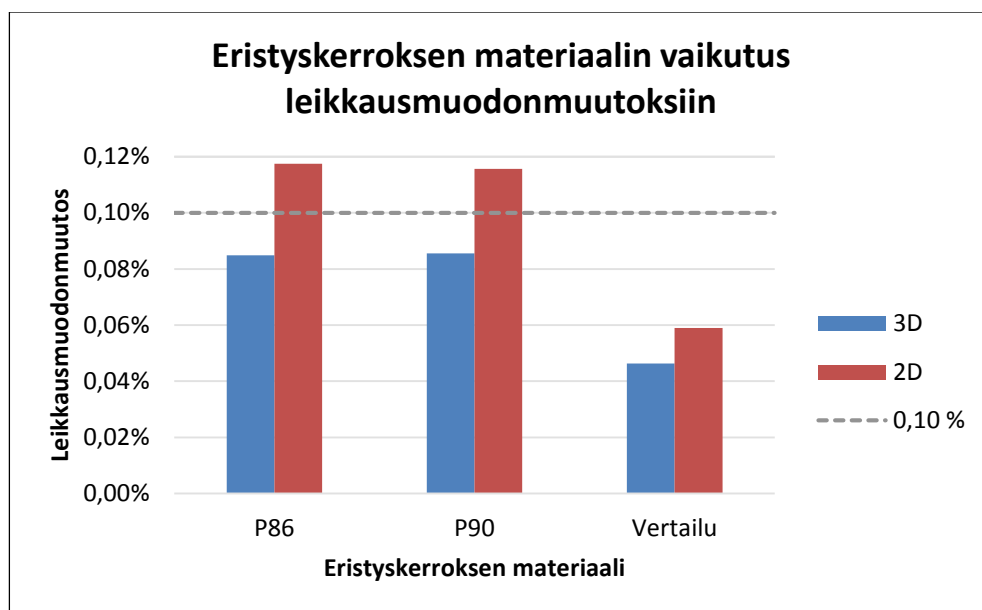
Kuva 56 Tarkastelupiste, jonka leikkausmuodonmuutosarvoja esitetään luvun pylväsdiagrammeissa.

Kuvassa 57 on esitetty pohjamaan jäykkyyden vaikutus leikkausmuodonmuutoksen suuruuteen eristyskerroksen yläpinnan tarkastelupisteessä P86-materiaalilla ja 1,6 metrin pengerkorkeudella. Pehmeimmällä 3 MPa pohjamaalla syntyvät leikkausmuodonmuutokset ovat odotetusti suurimmat ja myös tarkastelupisteissä ylittävät reilusti Kalliainen & Kolisojan (2009, s. 40–41) esittämän 0,1 % -rajan. 50 MPa pohjamaalla 0,1 % -raja alittuu niukasti 3D-laskennassa. Mitä jäykempää pohjamaa on, sitä pienemmät leikkausmuodonmuutokset syntyvät eristyskerroksen yläosaan.



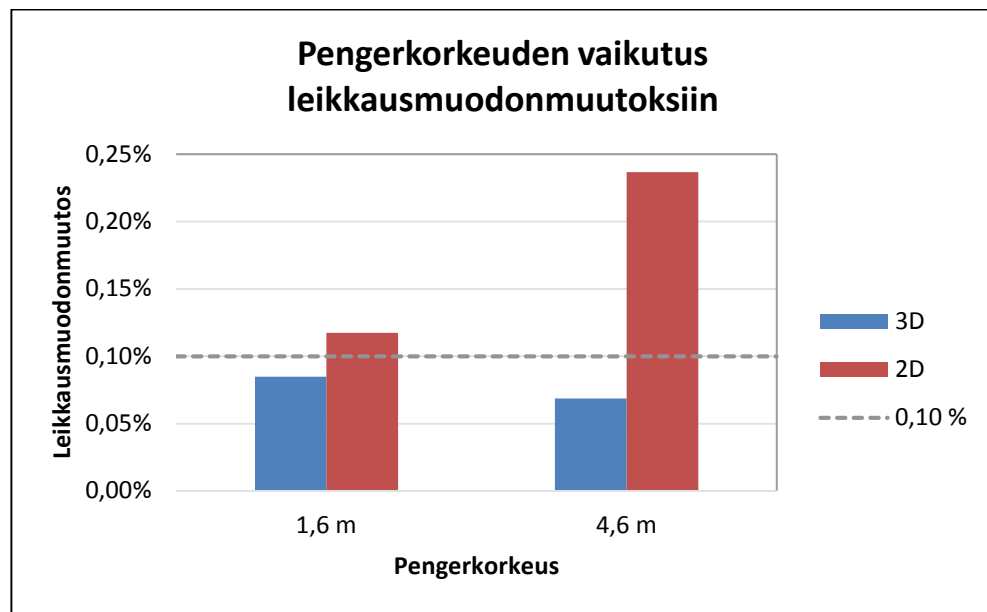
Kuva 57 Leikkausmuodonmuutokset eristyskerroksen yläpinnan tarkastelupisteessä 1,6 metrin pengerkorkeudella ja P86-materiaalilla eri pohjamaan jäykkyyksillä 2D- ja 3D-laskennoissa.

Kuvassa 58 on vertailtu eri eristyskerrosmateriaalien vaikutusta leikkausmuodonmuutoksiin 1,6 metrin pengerkorkeudella, kun pohjamaan jäykkyys on 50 MPa. P86- ja P90-materiaaleilla leikkausmuodonmuutos on noin kaksi kertaa suurempi kuin vertailumateriaalilla. 3D-laskennan tulokset pysyvät kriittisen 0,1 % -tason alapuolella, kun taas 2D-laskennassa ne ylittävät hieman tämän tason. Tuloksista huomataan, että eristyskerrosmateriaalien välillä on selvä ero ja että esimerkkikohteiden eristyskerrosmateriaalit ovat mallinnuksessa käytetyllä kuormitustasolla selvästi vertailumateriaalia heikompia ajatellen pysyvien muodonmuutosten kertymistä.



Kuva 58 Leikkausmuodonmuutokset eristyskerroksen yläpinnan tarkastelupisteessä 1,6 metrin pengerkorkeudella ja 50 MPa pohjamaan jäykkyydellä eri eristyskerroksen materiaaleilla 2D- ja 3D-laskennoissa.

Kuvassa 59 on esitetty leikkausmuodonmuutokset eristyskerroksen yläpinnan tarkastelupisteessä eri pengerkorkeuksilla, kun pohjamaan jäykkyys on 50 MPa ja eristyskerroksen materiaalina on käytetty P86-materiaalia. Vertailtaessa 3D-laskennan tuloksia, näyttää matalampaan penkereeseen syntyvän enemmän leikkausmuodonmuutoksia ja tilanne on selvästi lähempänä 0,1 % -raja-arvoa. Korkeammalla 4,6 metrin penkereellä 2D- ja 3D-laskentojen välillä on selvä ero. 3D-laskennassa matalammalla penkereellä syntyy suuremmat leikkausmuodonmuutokset kuin korkealla penkereellä, mutta 2D-laskennassa tilanne on päinvastoin.

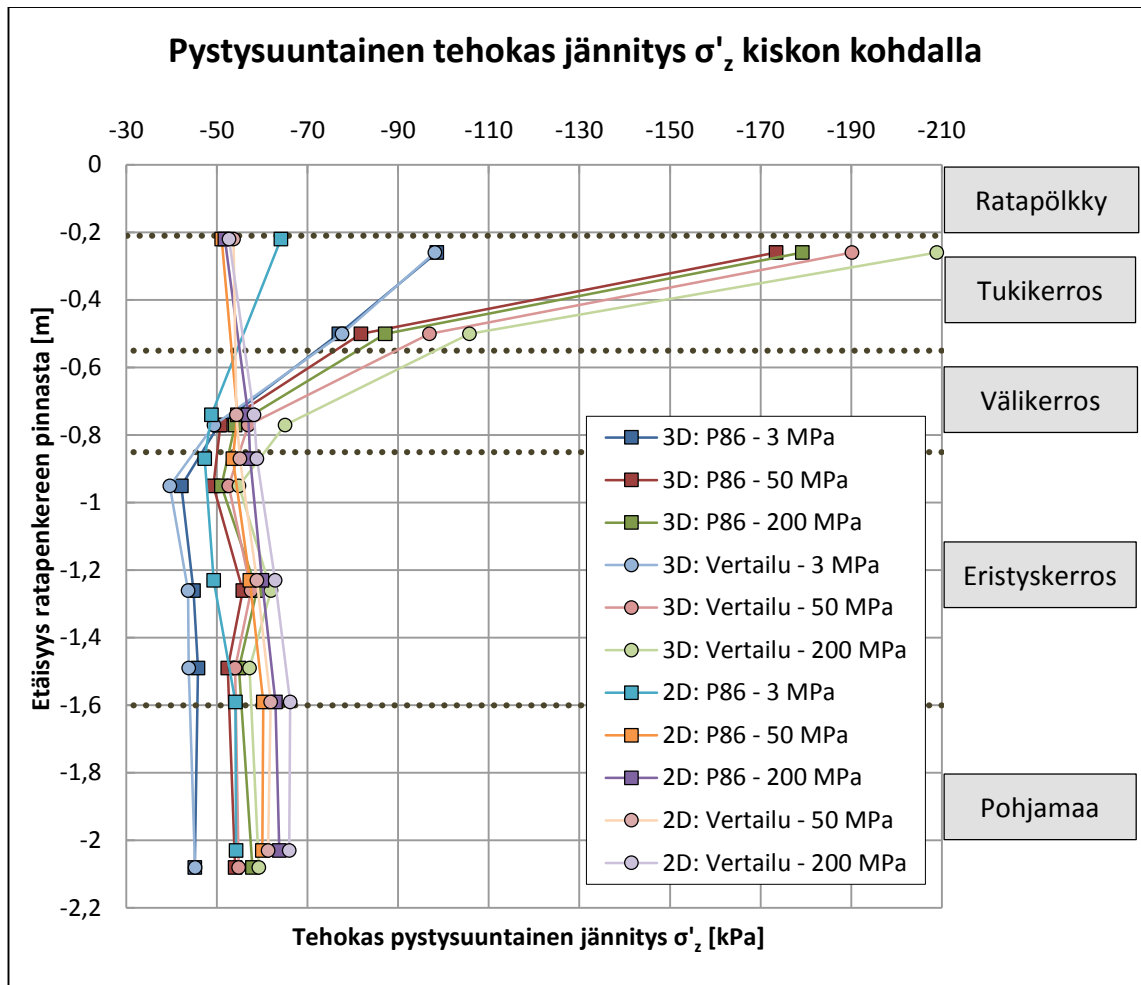


Kuva 59 Leikkausmuodonmuutokset eristyskerroksen yläpinnan tarkastelupisteessä eri pengerkorkeuksilla 2D- ja 3D-laskennoissa, kun pohjamaan jäykkyys on 50 MPa ja eristyskerroksen materiaalina on P86-materiaali.

Suurimmat leikkausmuodonmuutokset syntyvät eristyskerroksen yläosaan, joten eristyskerroksen materiaaliominaisuuksilla on selvästi vaikutusta leikkausmuodonmuutosten suuruuteen ja siten myös pysyvien muodonmuutosten syntymiseen. Jäykkyydeltään alhaisilla pohjamailla leikkausmuodonmuutosten suuruudet ovat selvästi suuremmat kuin jäykemmällä pohjamailla. P86- ja P90-materiaaleilla leikkausmuodonmuutokset ovat kaksinkertaiset vertailumateriaalilla saatuihin arvoihin ja hyvin lähellä kriittistä 0,1 % -raja-arvoa. Tämän vuoksi voidaan olettaa, että mallissa käytetyllä 250 kN kuormitustasolla P86- ja P90-materiaaleilla syntyy pysyviä muodonmuutoksia. Kun penkereessä käytetään vertailumateriaalia, ovat pysyvät muodonmuutokset pienempiä, sillä laskennasta saadut leikkausmuodonmuutosten arvot olivat kaukana kriittisestä 0,1 % -tasosta.

8.1.3 Jännitysten jakautuminen ja jännityslisäykset

Kuvassa 60 on esitetty pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen jakautuminen syvyysuunnassa kiskolinjan kohdalla. Kuvassa nähdään selkeästi 2D- ja 3D-laskentojen ero jännitysten jakautumisessa syvyysuunnassa. 2D-laskenta ei mallinna jännityksen jakautumista tukikerroksessa realistisesti ja antaa hyvin pieniä jännityksen arvoja verrattuna 3D-laskentaan. 3D-laskennassa jännitykset jakautuvat realistisemmin. Syvemmällä penkereessä erot 2D- ja 3D-laskentojen välillä tasaantuvat ja eristyskerroksessa ja pohjamaassa 2D-laskennasta saadaan hieman 3D-laskentaa suurempia jännityksen arvoja.

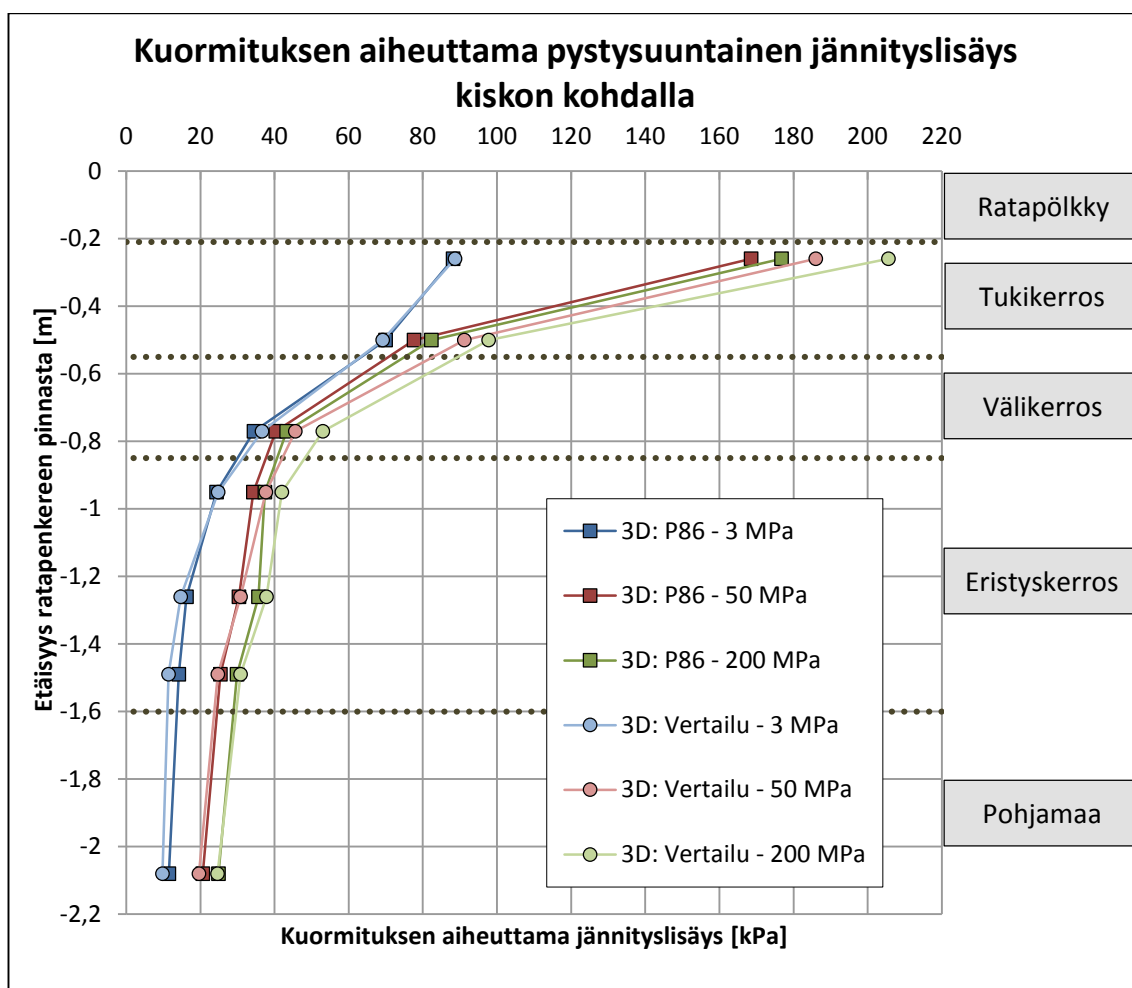


Kuva 60 Pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen jakautuminen syvyysuunnassa kiskon kohdalla 1,6 metrin pengerkorkeudella eri eristyskerrosmateriaaleilla ja pohjamaan jäykkyyksillä 2D- ja 3D-laskennassa.

Kuvassa 61 on esitetty kuormituksen aiheuttaman pystysuuntaisen jännityslisäyksen suuruus syvyyden suhteen. Oletetusti ratarakenteen yläosissa tuki- ja välikerroksissa jännityslisäys on suurimmillaan. 3D-laskennasta saadaan realistisemmat jännityksen lisäyksen arvot. Kuvasta huomataan, että tuki- ja välikerrokset ovat merkittävässä roolissa kuormituksen aiheuttaman jännityksen jakamisen kannalta. Tämän perusteella voidaan todeta, että nimenomaan tuki- ja välikerroksen ominaisuuksilla on suuri vaikutus eristyskerrokselle aiheutuvaan jännityslisäykseen. Tässä työssä ratapölkkyjen ja kiskojen ominaisuuksia ei tarkemmin tutkittu, mutta kirjallisuusselvityksen perusteella niillä on myös suuri merkitys jännitysten jakautumiseen.

Jännityslisäyksen suuruus vaihtelee myös eri pohjamaan jäykkyyksillä ja eristyskerroksen materiaalin ominaisuuksien mukaan. Pehmeimmällä 3 MPa pohjamaalla pohjamaan antama vaste pengerrakenteelle on niin heikko, ettei vertailu- ja P86-materiaalien välillä ole eroa. Jännityslisäyksen suuruus on myös selvästi pienempi kuin jäykemmällä pohjamaalla, mikä johtuu siitä, että joustavalla pohjalla jännitys joutuu jakautumaan laajemmalle alueelle, eikä rakenne toimi koko kapasiteetillaan. Jäykemmällä 50 MPa ja 200 MPa pohjamaalla erot eristyskerrosmateriaalien välillä jo erottuvat, koska pohjamaan antama vaste on jäykempi. Vertailumateriaalilla jännityslisäyksen arvot ovat tuki- ja välikerroksessa suuremmat, minkä voi ajatella johtuvan siitä, että vertailumateriaalin

jäykkyysominaisuudet ovat noin kolminkertaiset P86-materiaalin verrattuna, jolloin koko rakenne on jäykempi. Eristyskerroksessa eri eristyskerrosmateriaalien aiheuttamat erot eri laskentatilanteissa käytännössä häviävät ja ainoastaan pohjamaan jäykkyys vaikuttaa jännityslisäyksen suuruuteen.



Kuva 61 Kuormituksen aiheuttaman jännityslisäyksen suuruus syvyysuunnassa kiskon kohdalla 1,6 metrin pengerkorkeudella eri eristyskerrosmateriaaleilla ja pohjamaan jäykkyyksillä 3D-laskennassa.

Taulukossa 19 on esitetty kuormituksen aiheuttamat jännityslisäykset eristyskerroksen yläpinnalle kiskon kohdalla kaikille peruslaskentatapauksille. Pehmeimmän 3 MPa pohjamaan tapauksessa jännityslisäykset ovat suuremmat 4,6 metrin pengerkorkeudella kuin matalammalla 1,6 metrin pengerkorkeudella. Tämä johtuu siitä, että paksumpi rakenne antaa kuormitukselle hieman ohutta pengertä jäykemmän vasteen, kun kyseessä on hyvin pehmeä pohjamaa. 50 MPa ja 200 MPa pohjamaiden tapauksissa jännityslisäykset ovat puolestaan suuremmat matalammalla 1,6 metrin pengereellä.

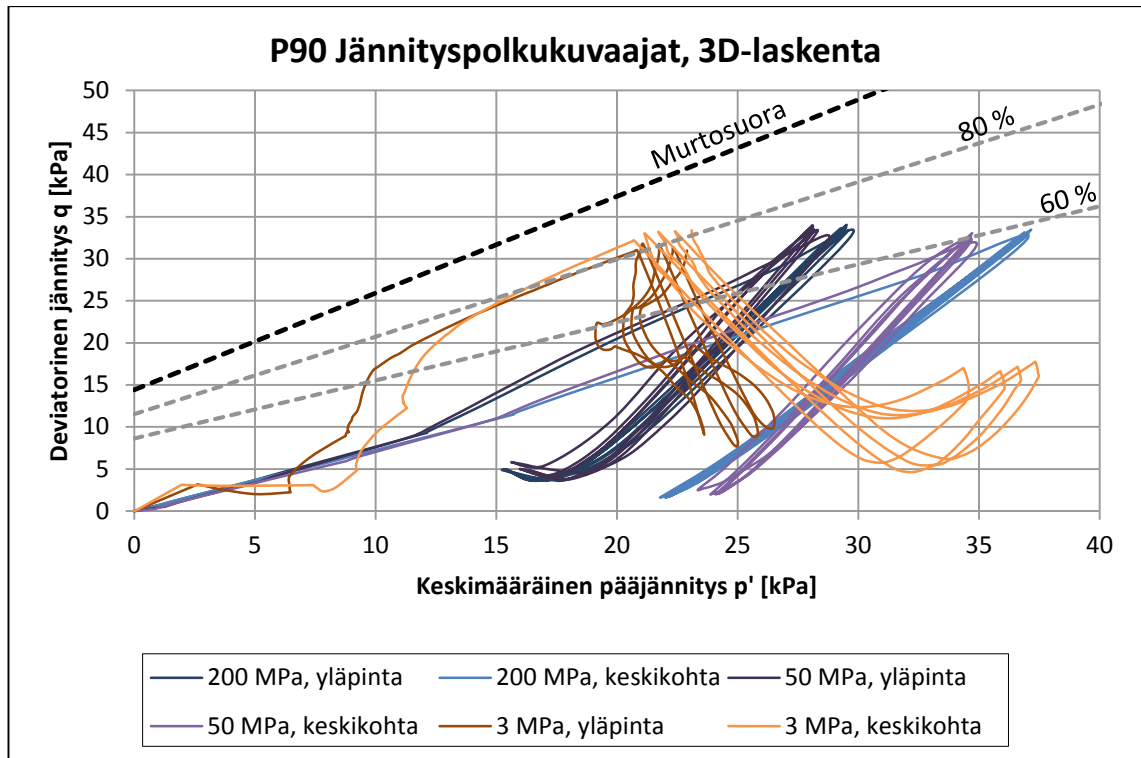
Taulukko 19 Kuormituksen aiheuttama jännityslisäys [kPa] eristyskerroksen yläpinnalle kaikille laskentatapauksille 2D- ja 3D-laskennoissa.

Penger- korkeus	Pohja- maan moduuli	3D-laskenta			2D-laskenta		
		Vertailu	P86	P90	Vertailu	P86	P90
1,6 m	3 MPa	31,80	32,78	32,87	-	34,12	32,92
	50 MPa	43,78	37,98	38,55	40,83	40,12	40,37
	200 MPa	48,29	41,41	41,82	44,15	41,71	42,69
4,6 m	3 MPa	47,64	35,10	34,90	41,18	37,01	37,26
	50 MPa	45,42	35,60	36,61	42,39	38,10	38,26
	200 MPa	46,39	38,20	38,83	43,15	38,79	39,07

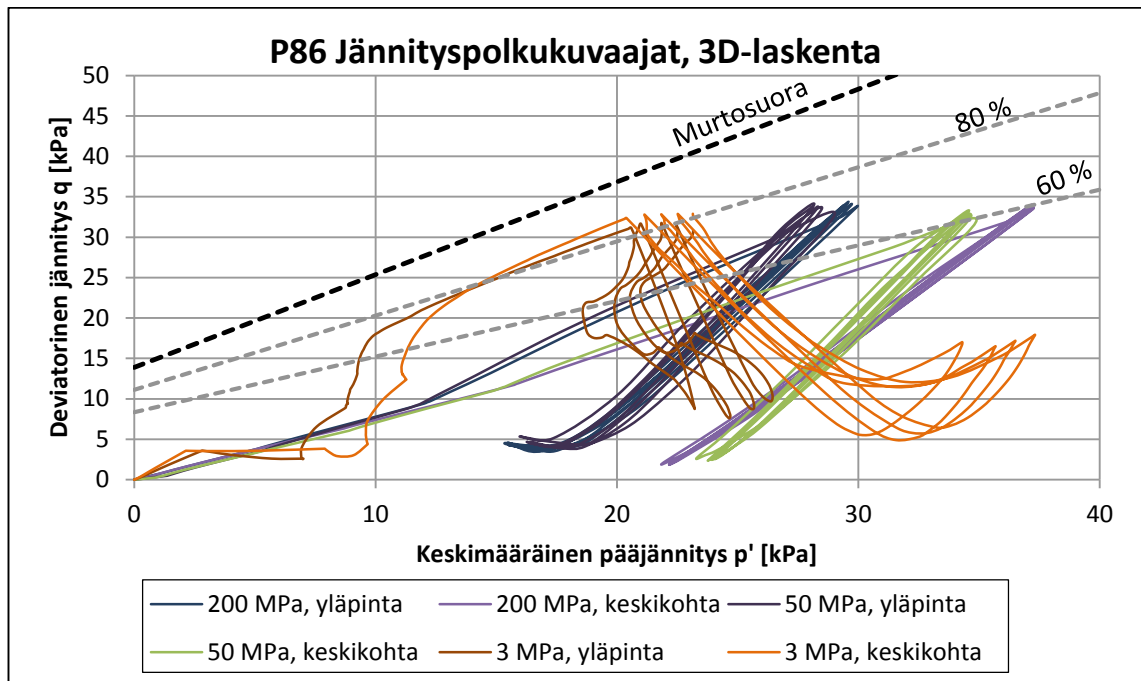
8.1.4 Jännityspolkukuvaajat

Kuvissa 62–64 on esitetty jännityspolkukuvaajat eri eristyskerrosmateriaaleille 3D-laskennassa eri pohjamaan jäykkyyksillä 1,6 metrin pengerkorkeudella. Kuvaajissa on esitetty jännityspolut sekä eristyskerroksen yläpinnassa että keskikohdassa kiskolinjan kohdalla. Lisäksi niissä on esitetty laskennoissa käytetyille materiaaliparametreille määritetty HS-mallin mukainen murtosuora. Kirjallisuusselvityksessä todettiin aiemmin, että pysyvien muodonmuutosten määrä kasvaa, kun materiaalin jännitystila on lähempänä murtotilaa. Kolmiakselialikokeiden tulosten perusteella turvallisena rajana pysyvien muodonmuutosten syntymisen kannalta voidaan pitää noin 60 % murtotilasta. Hardening soil -materiaalimallilla asia ei kuitenkaan ole niin yksiselitteinen, sillä mallin teoreettisesta pohjasta johtuen, ovat sillä mallinnetut tilanteet suhteellisen lähellä murtotilaa. Siksi mallinnuksen tuloksena saadut jännityspolut eivät ole täysin vertailukelpoisia aiemmin kirjallisuusselvityksessä esitetyn kuvan 19 kanssa.

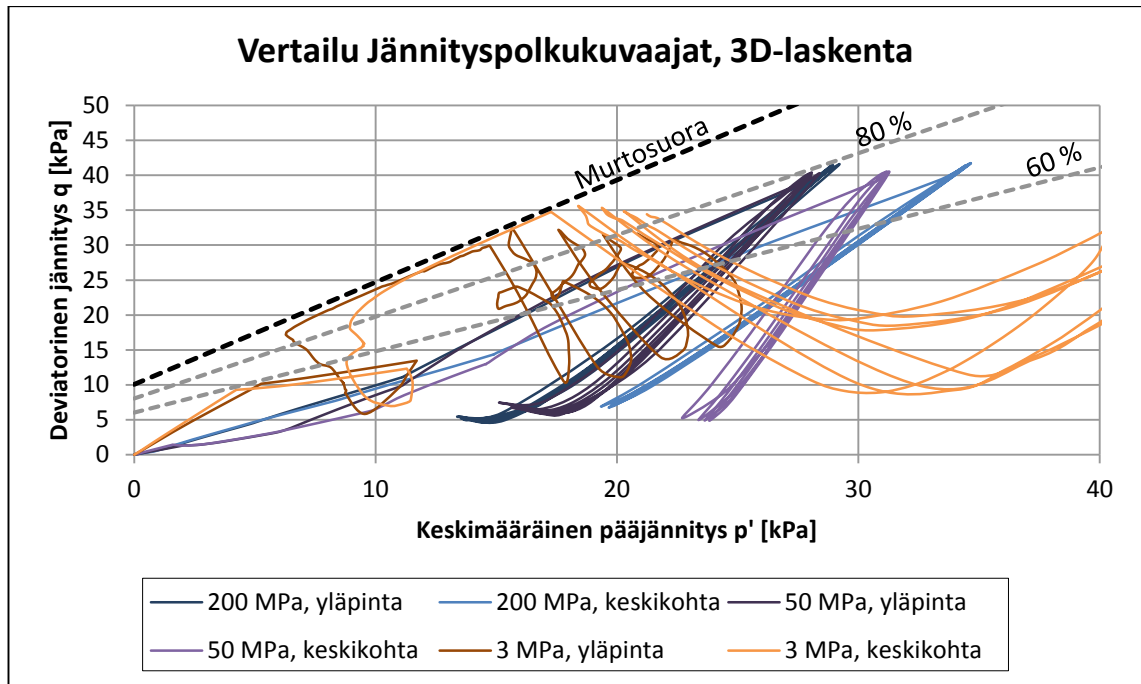
Jännityspolkukuvaajista huomataan, että etenkin pohjamaan jäykkyydellä on vaikutusta jännityspolkuihin. Pehmeälle pohjamaalle rakennettujen penkereiden eristyskerroksessa tapahtuu todennäköisemmin enemmän pysyviä muodonmuutoksia kuin jäykällä pohjamailla. Samoin eristyskerroksen yläpinnassa tarkastelluissa pisteissä jännitystila on lähempänä murtotilaa kuin eristyskerroksen keskikohdassa. Jännityspolkujen muodot eroavat toisistaan siten, että pehmeimmän pohjamaan (3 MPa) tapauksessa jännityspolku on selvästi erimuotoinen kuin muilla tapauksilla. Kun kuormitus alkaa, näissä tapauksissa deviatorinen jännitys laskee ja keskimääräinen pääjännitys kasvaa. Kuormituksen poistuessa keskimääräinen pääjännitys alkaa laskea, vaikka deviatorinen jännitys kasvaa. Lisäksi 3 MPa pohjamaan jännityspolut käyvät hyvin lähellä murtosuoraa. Tämä tulosten outous johtuu luultavasti suuresta jäykkyyserosta pengerrakenteen ja pohjamaan välillä ja pohjamaassa käytetystä LE-materiaalimallista ja sen vaikutuksista laskentaan.



Kuva 62 Jännityspolkukuvaajat pq -tasossa 3D-laskennassa P90-materiaalille eri pohjaan jäykkyyksillä eristyskerroksen yläpinnassa ja keskikohdassa.



Kuva 63 Jännityspolkukuvaajat pq -tasossa 3D-laskennassa P86-materiaalille eri pohjamaan jäykkyyksillä eristyskerroksen yläpinnassa ja keskellä.



Kuva 64 Jännityspolkukuvaajat pq -tasossa 3D-laskennassa vertailumateriaalille eri pohjamaan jäykkyyksillä eristyskerroksen yläpinnassa ja keskellä.

8.1.5 Penkereen pysyvien muodonmuutosten arviointi

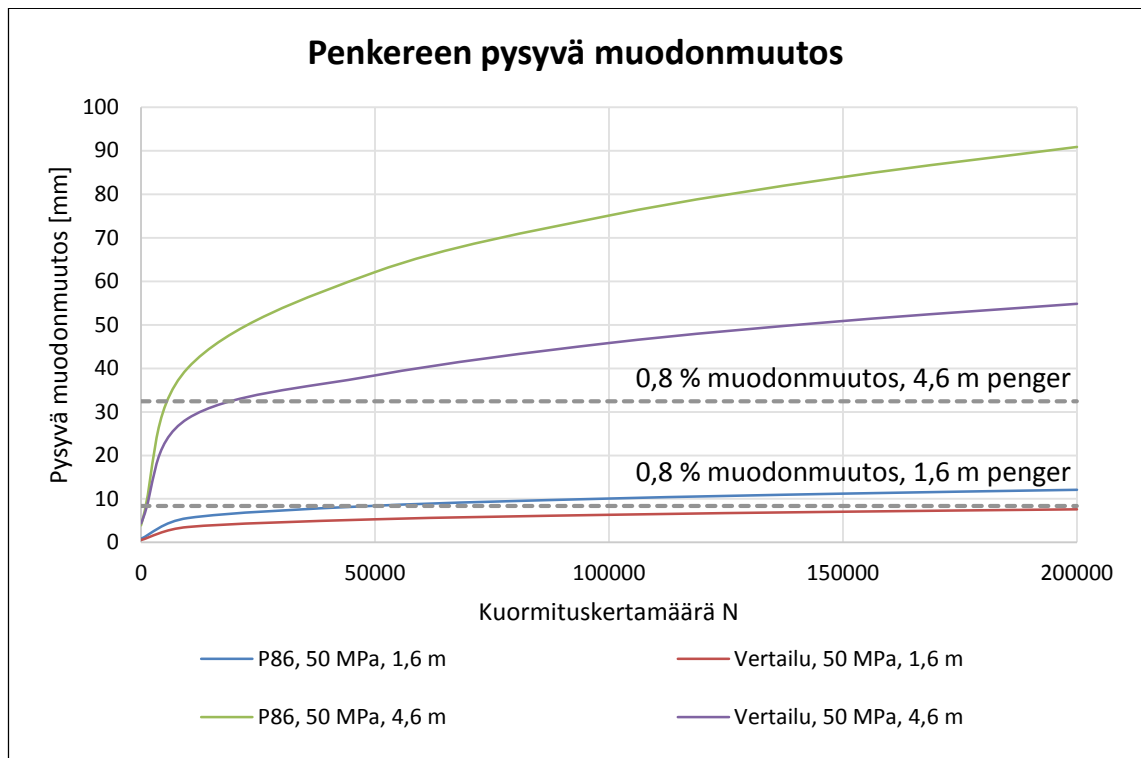
Pysyvien muodonmuutosten kertymisen suuruutta arvioitiin Korkiala-Tantun (2008) väitöskirjassaan esittelemällä mallilla (kaavat 24 ja 25, s. 34). Menetelmällä lasketaan muodonmuutokset kerroksittain, minkä jälkeen voidaan määrittää koko rakenteen pysyvä muodonmuutos ja siirtymä eri kuormituskertamäärille. Menetelmä on kehitetty tierakenteiden pysyvien muodonmuutosten määrittämiseen, mutta sitä päätettiin silti käyttää tämän työn yhteydessä alustavana tarkasteluna. Laskentamalliin tarvittavat jännitystilaparametrit määritettiin Plaxis 3D -laskennoista neljälle eri tapaukselle. Penkereen pysyvät muodonmuutokset määritettiin sekä 1,6 metrin että 4,6 metrin pengerkorkeuksille P86- ja vertailumateriaaleille, kun pohjamaa oli 50 MPa. Tukikerros oletettiin kokoonpuristumattomaksi, eikä sen muodonmuutoksia otettu laskennassa huomioon. Muille rakennekerroksille määritykset tehtiin kerroksen keskikohdan jännitystilan perusteella. 4,6 metrin penkereen eristyskerros jaettiin neljään osaan laskennan tarkentamiseksi. Muut laskentaan tarvittavat materiaaliparametrit b ja C on esitetty taulukossa 20. Materiaaliparametrien suuruudet arvioitiin Korkiala-Tantun (2008) väitöskirjan mittausten perusteella, joten ne eivät suoraan vastaa tässä työssä käytettyjä materiaaleja.

Taulukko 20 Laskennassa käytettyjen materiaaliparametrien C ja b arvot eri rakennekerroksille.

	C	b
Välikerros	0,048	0,05
P86	0,035	0,28
Vertailu	0,016	0,28

Kuvassa 65 on esitetty pysyvän pystysuuntaisen muodonmuutoksen kertyminen neljälle eri tapaukselle. Laskennan mukaan P86-materiaalilla syntyvät pysyvät muodonmuutokset ovat suuremmat kuin vertailumateriaalilla mallinnuksessa käytetyllä 250 kN kuormitustasolla. Kuvassa on esitetty kullekin pengerkorkeudelle 0,8 % muodonmuutosta vastaavat suorat. Matalan penkereen tapauksessa huomataan, että P86-materiaalilla tähän

muodonmuutostasoon tarvitaan mallin mukaan noin 50000 kuormituskertaa, kun vastaava määrä vertailumateriaalille on noin 200000 kuormituskertaa. Korkealla penkereellä vastaavat kuormituskertamäärät ovat P86-materiaalille noin 5000 ja vertailumateriaalille noin 20000 kertaa. Tämä tarkoittaa sitä, että 250 kN kuormitustasolla rakenteella, jossa on käytetty vertailumateriaalia, on neljä kertaa pidempi käyttöikä. Tämä tukee edellä todettua siitä, että esimerkkikohteiden materiaaleilla pysyvät muodonmuutokset ovat suurempia kuin vertailumateriaalilla. Laskennan aikana huomattiin, että valituilla materiaaliparametreilla C ja b on suuri vaikutus tuloksiin, joten luotettavampaa tarkastelua varten ne pitäisi määrittää tarkemmin kyseisiä materiaaleja kuvaaviksi.



Kuva 65 Penkereen pysyvä pystysuuntainen muodonmuutos eri kuormituskertojen määrällä.

8.2 Herkkyystarkastelujen tulokset

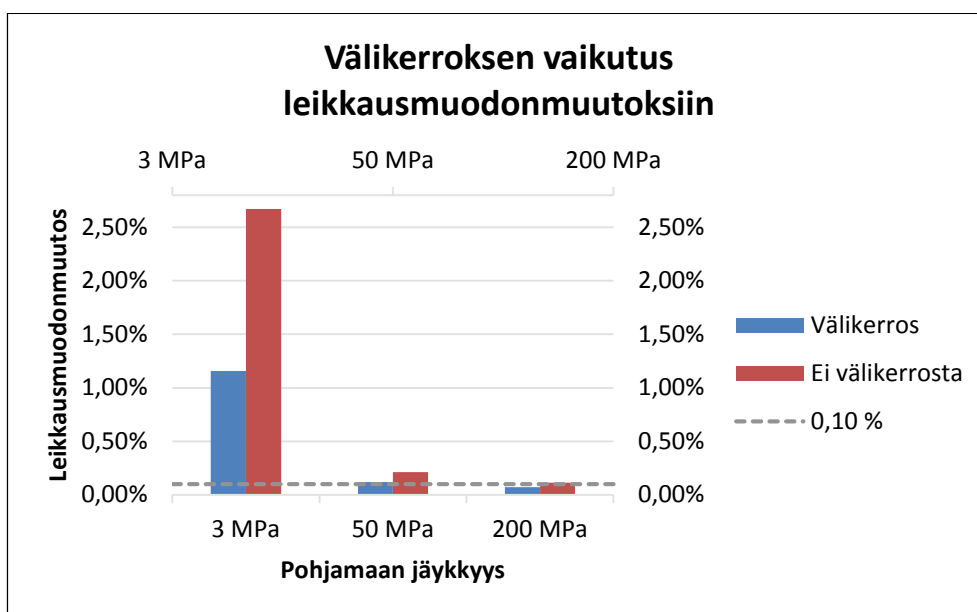
8.2.1 Ei erillistä välikerrosta

Taulukossa 21 on esitetty pystysiirtymien ja jännityslisäysten suuruudet sekä ilman välikerrosta (koko alusrakenne samaa P86-materiaalia) että erillisen välikerroksen kanssa, kun pengerkorkeus on 1,6 metriä. Ilman erillistä välikerrosta pystysiirtymän suuruudet ovat suuremmat kaikilla pohjamaan jäykkyyksillä. 200 MPa pohjamaalla siirtymän arvo kasvoi 1,51 mm:stä 1,68 mm:iin eli 11,26 %. Sekä ilman välikerrosta että välikerroksen kanssa ratapölkyn siirtymä alittaa RATO 3 (2008) 10 millimetrin enimmäisarvon olemassa oleville ratapenkereille. Eristyskerroksen yläpintaan aiheutuva jännityslisäys suureni hieman ilman erillistä välikerrosta lukuunottamatta 3 MPa pohjamaan tapausta.

Taulukko 21 Kuormituksen aiheuttama pystysiirtymä ratapölkkyssä ja kuormituksen aiheuttama jännityslisäys eristyskerroksen yläpinnassa, kun rakenteessa on erillinen välikerros, ja kun koko alusrakenne on samaa P86-materiaalia.

Pohjamaan moduuli [MPa]	Siirtymä [mm]		Jännityslisäys [kPa]	
	Välikerros	Ei välikerrosta	Välikerros	Ei välikerrosta
3 MPa	42,3	43,2	34,1	31,6
50 MPa	3,58	3,83	40,1	41,0
200 MPa	1,51	1,68	41,7	43,3

Kuvassa 66 on esitetty leikkausmuodonmuutokset molemmissa tapauksissa eri pohjamaiden jäykkyyksillä kuvan 56 mukaisessa tarkastelupisteessä eristyskerroksen yläpinnalla. Kun rakenteessa ei ole erillistä välikerrosta, on leikkausmuodonmuutostaso noin kaksi kertaa suurempi kuin, jos rakenteessa olisi välikerros. Ilman välikerrosta leikkausmuodonmuutostaso ylittää kriittisen 0,1 % -rajan, jolloin voidaan olettaa pysyviä muodonmuutoksia syntyvän enemmän kuin, jos rakenteessa olisi erillinen välikerros. Tulokset siis puoltavat selvästi erillisen välikerroksen käyttöä rakenteessa etenkin pehmeillä pohjamailla, sillä välikerros vähentää pysyviä muodonmuutoksia.



Kuva 66 Rakennekerrosten vaikutus leikkausmuodonmuutoksiin ratapenkereessä, kun rakenteessa on erillinen välikerros ja kun koko alusrakenne on samaa P86-materiaalia.

8.2.2 HS small -materiaalimallin vaikutus

HS small-materiaalimallissa jäykkyys kasvaa hyvin pienillä muodonmuutostasoilla. Tämän vuoksi voidaan olettaa, että HS small -materiaalimallilla määritetyt muodonmuutokset ovat peruslaskentoja pienemmät. Taulukossa 22 on esitetty kuormituksen aiheuttama ratapölkyn hetkellinen pystysiirtymä ja kuorman aiheuttama jännityslisäys eristyskerroksen yläpinnalle. Suurin suhteellinen ero siirtymässä on jäykimmällä pohjamailla, jolloin siirtymän suuruus HS-mallilla on 1,51 mm ja HS small -mallissa 1,24 mm eli siirtymän arvo laskee 17,88 % käytettäessä HS small -materiaalimallia. Numeeriset erot tulosten välillä ovat kuitenkin hyvin pieniä eli vain mikrometrien suuruusluokkaa. Jännityslisäykset ovat HS small -materiaalimallia käytettäessä hieman pienemmät kuin HS-materiaalimallilla.

Taulukko 22 Eristyskerroksessa käytetyn materiaalimallin (Hardening soil ja Hardening soil small) vaikutus kuormituksen aiheuttamaan pölkyn pystysiirtymään ja jännityslisäykseen eristyskerroksen yläpinnalla 2D-laskennassa.

Pohjamaan moduuli [Mpa]	Siirtymä [mm]		Jännityslisäys [kPa]	
	HS	HS Small	HS	HS Small
3 MPa	42,31	42,33	34,12	34,00
50 MPa	3,58	3,35	40,12	37,52
200 MPa	1,51	1,24	41,71	38,93

8.2.3 m-parametri

Taulukossa 23 on esitetty m-parametrin vaikutus kuormituksen aiheuttamaan hetkelliseen pystysiirtymään ratapölkkyssä. Parametri m kuvaa hardening soil -materiaalimallissa jäykkyyden ja jännitystilän suhdetta. JännitysekspONENTIN kasvaessa 0,45:stä 0,60:een kasvaa ratapölkyn hetkellinen pystysiirtymä 1,48 mm:stä 1,59 mm:n eli 7,43 %. Jäykkyyden alentuessa siirtymä kasvaa hieman, mutta erot ovat silti pienet eri tapausten välillä. Parametrin m oletusarvo hiekkamateriaaleille on 0,5.

Taulukko 23 Kuormituksen aiheuttama pölkyn pystysiirtymä.

m-parametri	Siirtymä [mm]
0,45	1,48
0,50	1,51
0,55	1,54
0,60	1,59

8.2.4 Interface-elementin vaikutus

Interface-elementin R_{inter} -arvon muuttaminen ei vaikuta käytännössä ollenkaan pystysiirtymään ja alle yhden kilopascalin verran eristyskerroksen yläpinnalle aiheutuvan kuorman aiheuttaman jännityslisäyksen suuruuteen (taulukko 24). Tämä johtunee siitä, että vaakasuoralle pinnalle kohdistetaan vain pystysuoraa kuormitusta, jolloin ratapölkyn liukuminen tukikerrosta vasten ei ole määräävä tekijä. Mallinnettaessa esimerkiksi junan jarrutuksesta tai kiihdytyksestä aiheutuvia voimia, jolloin kuormituksella on myös vaakakomponentti, olisi Interface-elementillä suurempi merkitys laskentatuloksiin.

Taulukko 24 Kuormituksen aiheuttama pystysuuntainen siirtymä ratapölkkyssä ja jännityslisäys eristyskerroksen yläpinnalla.

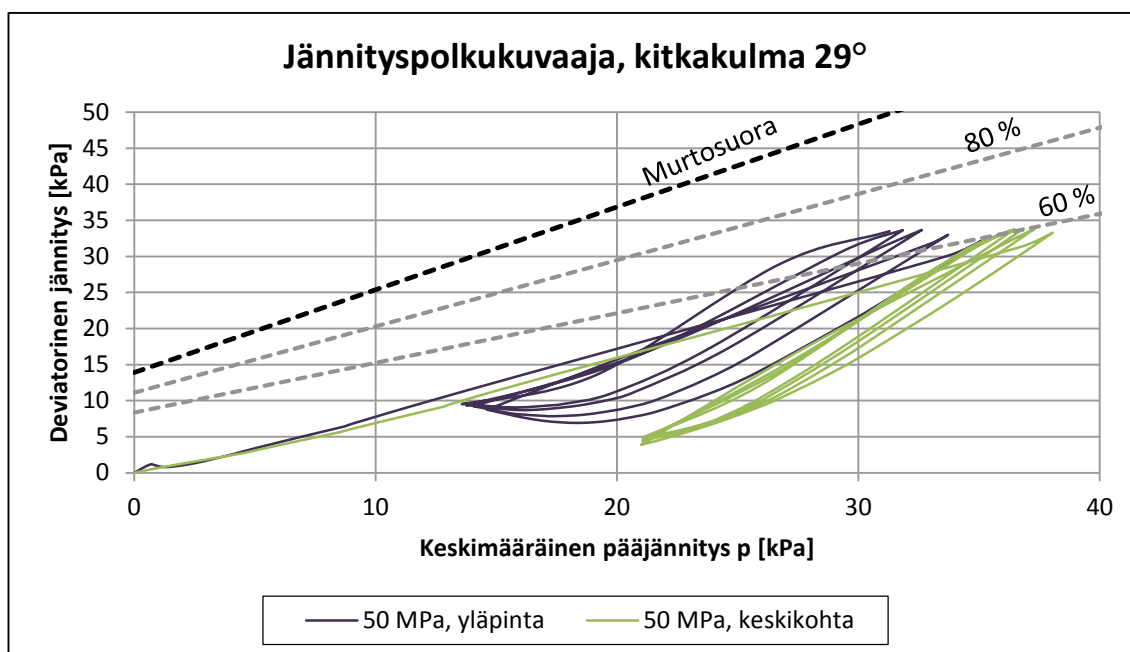
R_{inter}	Siirtymä [mm]	Jännityslisäys [kPa]
0,56	1,53	43,01
0,73	1,51	42,63
0,90	1,50	42,31

8.2.5 Lujuusparametrit

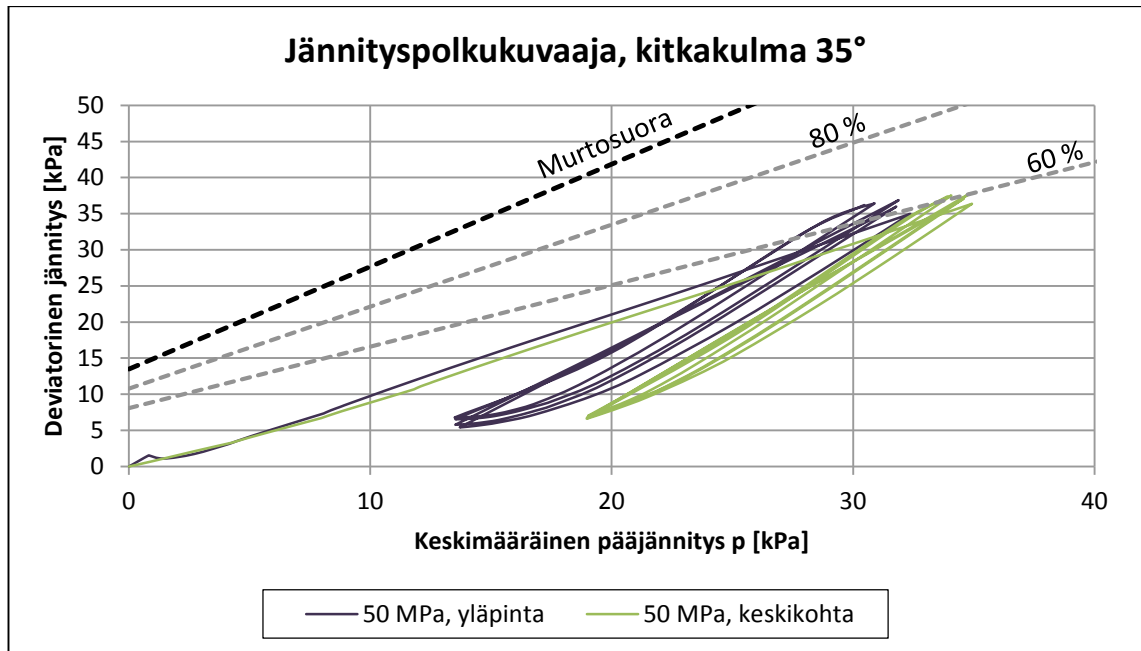
Taulukossa 25 on esitetty lujuusparametrien suuruuden vaikutus kuorman aiheuttamaan hetkelliseen siirtymään ratapölkkyssä ja ja kuorman aiheuttamaan jännityslisäyksen suuruuteen eristyskerroksen yläpinnassa. Lujuusparametrien varioinnilla ei ole käytännössä mitään vaikutusta kuorman aiheuttaman siirtymän suuruuteen ja pohjamaalle aiheutuva jännityslisäyskin alenee lujuusparametrien kasvaessa vain 0,63 kPa. Luultavasti kuorman suuruutta kasvattamalla tai vastaavasti lujuusparametreja pienentämällä olisi erot saatu selkeämmin näkyviin. Kuvissa 67–69 on esitetty lujuusparametrien kasvattamisen vaikutus jännityspolkukuvaaajissa. Niistä huomataan, että suuremmilla lujuusparametreilla jännityspolut ovat kauempänä murtosuorasta, jolloin pysyvien muodonmuutosten syntymisherkkyys on pienempi.

Taulukko 25 Lujuusparametrien vaikutus kuormituksen aiheuttamaan ratapölkyn pysyysiirtymään ja jännityslisäyksen suuruuteen pohjamaalle.

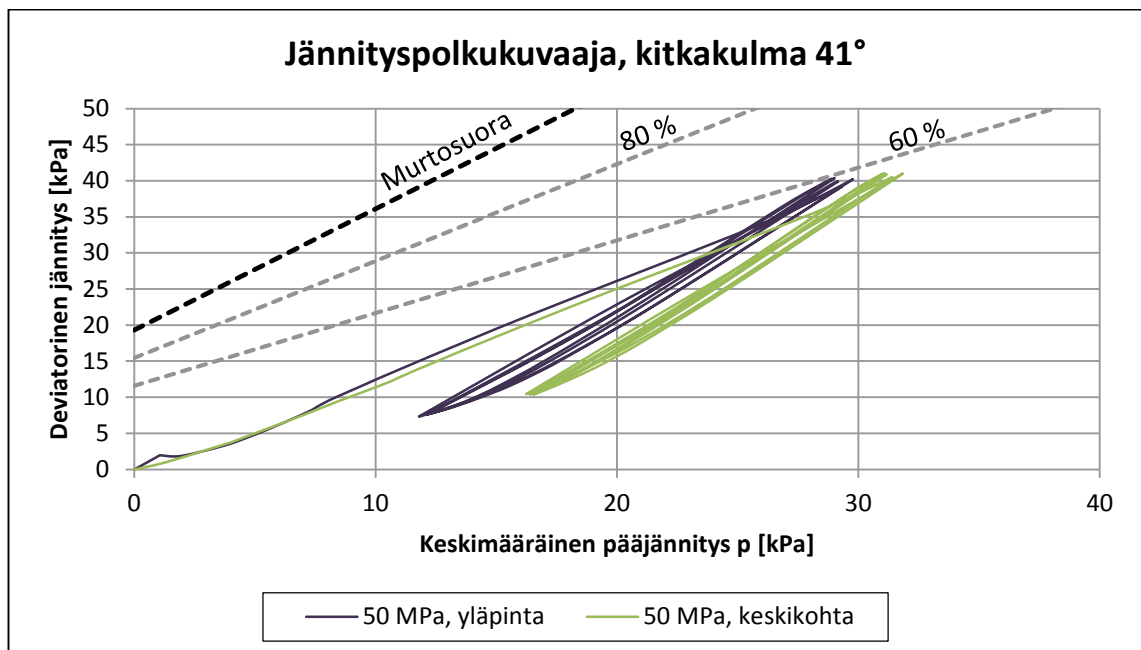
Kitka kulma	Siirtymä [mm]	Jännityslisäys [kPa]
$\varphi' = 28,8^\circ$	3,58	40,24
$\varphi' = 32^\circ$	3,59	39,98
$\varphi' = 35^\circ$	3,59	39,85
$\varphi' = 38^\circ$	3,59	39,95
$\varphi' = 41^\circ$	3,59	39,59



Kuva 67 Jännityspolut eristyskerroksen yläpinnassa ja keskikohdassa, kun pohjamaa on 50 MPa ja pengerkorkeus 1,6 m. Laskennassa on käytetty kitkakulmalle arvoa 29° , koheesiolle 7 kPa ja dilataatiokulmalle 0° .



Kuva 68 Jännityspolut eristyskerroksen yläpinnassa ja keskikohdassa, kun pohjamaa on 50 MPa ja pengerkorkeus 1,6 m. Laskennassa on käytetty kitkakulmalle arvoa 35°, koheesiolle 7 KPa ja dilataatiokulmalle 5°.



Kuva 69 Jännityspolut eristyskerroksen yläpinnassa ja keskikohdassa, kun pohjamaa on 50 MPa ja pengerkorkeus 1,6 m. Laskennassa on käytetty kitkakulmalle arvoa 41°, koheesiolle 10 KPa ja dilataatiokulmalle 11°.

8.3 Esimerkkikohteet

Mallinnuksen tuloksista käy ilmi, että pohjamaan jäykkyydellä on suurin vaikutus palautuvien siirtymien suuruuteen, ja että eristyskerroksen materiaalilla on pohjamaan jäykkyyteen verrattuna suhteellisen pieni vaikutus palautuviin siirtymiin. Tämän perusteella voidaan päätellä, että nimenomaan hyvin pehmeillä pohjamailla on riski, että RATO 3 (2008) vaatimus alle 10 mm palautuvasta painumasta ei täyty. Tampereen tek-

nillisen yliopiston palautuvien painumien mittausten mukaan esimerkkikohteissa mitattu palautuva painuma oli 1-2 millimetrin luokkaa, mikä on sallituissa rajoissa. Laskennasta saadut tulokset olivat hieman tätä suurempia.

Kirjallisuustutkimuksessa todettiin, että pysyvät muodonmuutokset ovat hyvin merkittävä tekijä analysoitaessa ratarakenteen pitkäaikaistoimivuutta ja sen vaurioitumis mekanismeja. Jännitystaso, vesipitoisuus ja rakenteen tiiveys ovat tärkeimpiä pysyvien muodonmuutoksien syntymiseen vaikuttavia tekijöitä. Luvussa 4.1 (s. 26) esitetyn kuvan 19 mukaan pysyvien muodonmuutosten syntymiseen vaikuttaa se, kuinka lähellä murtotilaa materiaali on. Kuvasta 19 näkyy, että materiaalista riippumatta, kun materiaalin jännitystila ylittää 60 prosenttia murtotilasta, pysyvien muodonmuutosten määrä lisääntyy nopeasti. Käsiteltäessä HS-mallilla saatuja tuloksia, kriittinen raja on materiaalimallista johtuen korkeampi. Esitettyjen jännityspolkukuvaajien perusteella voidaankin todeta, että nimenomaan eristyskerroksen yläpinnassa jännitystilat pehmeällä pohjamaalla mallinnetuissa kuormitustapauksissa lähestyvät 80 prosenttia murtotilasta. Suurimmat leikkausmuodonmuutoskeskittymät syntyvät eristyskerroksen yläpintaan. Laskentojen perusteella huomattiin, että esimerkkikohteiden eristyskerroksen materiaalit ovat selvästi lähempänä kriittistä 0,1 % -tasoa etenkin, kun pohjamaan jäykkyys oli pieni. Tämän vuoksi voidaan todeta, etteivät kyseiset materiaalit kestä mallinnuksessa käytettyä 250 kN kuormitustasoa ilman, että merkittäviä pysyviä muodonmuutoksia syntyy.

Luvussa 8.1.4 esitetyssä kuvasta 61 huomataan, että etenkin tukikerroksella ja välikerroksella on merkittävä rooli kuormituksen aiheuttaman jännityslisäyksen jakautumisessa alemmille rakennekerroksille ja lopulta pohjamaalle. Tämän vuoksi todellisessa tilanteessa tukikerroksen kunnolla ja ominaisuuksilla on erittäin suuri vaikutus kuormituksen aiheuttamien jännitysten jakautumisessa. Kunnollisen välikerroksen puuttuminen vaikuttaa etenkin penkereessä syntyvien leikkausmuodonmuutosten määrään. Esimerkkikohteiden materiaalien ja vertailumateriaalin välillä on pieni ero jännitysten jakautumisessa. Vertailumateriaali jakaa kuormasta aiheutuvan jännityslisäyksen hieman tehokkaammin pohjamaalle. Esimerkkikohteissa etenkin pehmeiköllä P90 tukikerros oli jauhunut ala-osastaan. Tukikerros oli myös hyvin paksu, eikä erillistä välikerrosta sen alla ollut. Nämä asiat vaikuttavat yhdessä jännitysten jakautumisen sekä eristyskerrokselle ja pohjamaalle aiheutuvaan jännityslisäykseen.

Kyseisissä esimerkkikohteissa oli raportoitu seurantamittauksissa, että ratapenger lakoaa sivuille. Tällöin myös ratapenkereen rakennekerrokset löyhtyvät liikennekuormituksen ja lakoamisen yhteisvaikutuksen takia, mikä heikentää tiiveyden alentuessa rakenteen kykyä vastustaa pysyvien muodonmuutosten syntymistä. Veden vaikutusta kyseisiin eristyskerrosmateriaaleihin ei tässä työssä työn laajuuden vuoksi tarkasteltu, mutta asiaa olisi hyvä selvittää tarkemmin. Veden läsnäololla on etenkin keväisin maan sulassa vaikutusta, jos vesi ei pääse poistumaan ja jää alusrakenteeseen. Tämä voi aiheuttaa huokosveden paineen kumuloitumisen ja rakenteen lujuuden alenemisen liikennekuormituksen alaisena.

8.4 Tutkimustulosten ja -menetelmien luotettavuus

Mallinnettaessa ratarakennetta kaksiulotteisena joudutaan tekemään yksinkertaistuksia sekä ratarakenteen että kuormituksen suhteen, mikä vaikuttaa tulosten tarkkuuteen. Tässä työssä huomattiin esimerkiksi, että jännitystila tukikerroksessa ei 2D-laskennassa ole realistinen. Tämän vuoksi Plaxis 2D-ohjelmaa tulisikin käyttää lähinnä alustavaan suuruusluokkatasoiseen tarkasteluun ja herkkyystarkasteluihin. 3D-versiossa rakenteen

geometria ja kuormitus voidaan mallintaa realistisemmin ja siksi sillä saatuja tuloksia voidaanakin pitää tarkempina. 3D-ohjelmalla voidaan myös tarkastella useiden akselien yhteisvaikutuksia ja kuorman jakautumisen kolmiulotteisuutta. Pitkät laskenta-ajat kuitenkin rajoittavat mallin kokoa ja yksityiskohtaisuutta sekä parametrien variaation helpoutta. 3D-versiossa tuloksia voidaan tarkastella hyvin monella tapaa ja eri kohdista, mikä voi toisaalta myös vaikeuttaa tärkeimpien vaikuttavien tekijöiden löytämistä, mutta mahdollistaa tulosten laajemman analysoinnin.

Tässä työssä käytettyä vastaavanlaista mallinnustapaa Plaxiksessa on käytetty useissa diplomitoissa (Pihlajamäki 2012, Lönnroth 2014), joissa se on todettu toimivaksi HS-materiaalimallin kanssa. Mallissa käytettiin liikennekuormana staattista kuormaa, mikä tuo oman epävarmuutensa laskelmiin, sillä kuten luvussa 3 todettiin, ei liikennekuormitus todellisuudessa ole staattista. Kuorman liikkuminen jätettiin myös huomioimatta ja tarkasteltiin yhden akselin ylityksen aiheuttamaa vastetta ratarakenteessa. Tulosten tarkastelussa käytettiin Korkiala-Tantun (2008) kehittämään pysyvien muodonmuutosten arviointiin käytettävää mallia. Tähän liittyy kuitenkin epävarmuuksia, sillä malli on kehitetty tierakenteiden analysointiin ja malliin tarvittavia materiaaliparametreja ei ole määritetty erikseen tässä työssä käytetyille materiaaleille, vaan arvot saatiin Korkiala-Tantun väitöskirjasta.

Ympäristötekijöiden tarkastelu, kuten veden määrän vaihtelun ja mahdollinen huokosveden paineen kertyminen, rajattiin tarkastelun ulkopuolelle, vaikka niillä on merkittävä rooli ratapenkereen käyttäytymisessä. Joitakin alustavia tarkasteluja huokosveden paineen kumuloitumisen vaikutuksesta tehtiin käyttämällä Plaxis 3D -ohjelmassa Drained-laskentatavan sijaan Undrained A- vaihtoehtoa. Laskelmien vaatimien pitkien laskenta-aikojen ja työn laajuuden vuoksi, asian tarkempi tarkastelu päätettiin rajata pois tästä työstä. Pohjamaan mallinnuksessa käytetty hyvin yksinkertainen lineaarielastinen materiaalmalli ei kuvaa realistisesti maan käyttäytymistä. Sitä päädyttiin kuitenkin käyttämään laskelmissa pohjamaan materiaalmallina, koska pohjamaan jäykkyyttä haluttiin helposti vaihdella. Lineaarielastinen materiaalmalli soveltuu paremmin käytettäväksi jäykille kappaleille ja etenkin pehmeimmän tarkastellun (3 MPa) pohjamaan tapauksessa tämä aiheuttaa epätarkkuuksia laskentaan. Hardening soil -materiaalimallillakaan ei saada aina oikeita ja tarkkoja tuloksia, vaikka se onkin kehittyneempi materiaalmalli. Mallinnuksessa on aina epätarkkuuksia, mikä tulee huomioida tuloksia tarkastellessa.

9 Päätelmät

Ratarakenteen pitkäaikaistoimivuuteen vaikuttavat ennen kaikkea rakenteeseen syntyvät pysyvät muodonmuutokset. Työssä tarkasteltiin yhden akselinylityksen aiheuttamaa vastetta ratapenkereessä. Koska pysyvät muodonmuutokset kertyvät rakenteeseen vähitellen, jouduttiin niiden kertymistä arvioimaan epäsuorasti mallinnustulosten perusteella. Viitteitä pysyvien muodonmuutosten syntymisestä antavat etenkin leikkausmuodonmuutokset ja jännityspolkukuvaajat. Lisäksi pysyvien muodonmuutosten kertymistä arvioitiin Korkiala-Tantun väitöskirjassaan esittämällä mallilla, joka antaa myös viitteitä pysyvien muodonmuutosten syntymisherkkyydestä.

Kun tarkasteltiin penkereeseen syntyviä leikkausmuodonmuutoksia, huomattiin selvä ero eri eristyskerrosmateriaalien välillä. Esimerkkikohteiden eristyskerrosmateriaalit ovat leikkausmuodonmuutosten suuruuksien perusteella mallinnuksessa käytetyllä kuormitustasolla selvästi vertailumateriaalia heikompia ajatellen pysyvien muodonmuutosten kertymistä. Kun rakenteessa ei ollut erillistä välikerrosta, oli leikkausmuodonmuutostaso noin kaksi kertaa suurempi kuin rakenteessa, jossa oli erillinen välikerros. Jäykkyydeltään alhaisilla pohjamailla leikkausmuodonmuutosten suuruudet olivat myös selvästi suuremmat kuin jäykillä pohjamailla. Tämän vuoksi voidaan olettaa, että mallissa käytetyllä 250 kN kuormitustasolla P86- ja P90-materiaaleilla syntyy pysyviä muodonmuutoksia etenkin, jos rakenteessa ei ole kunnollista välikerrosta ja pohjamaan jäykkyys on alhainen.

Jännityspolkukuvaajista huomataan, että pohjamaan jäykkyydellä on vaikutusta koettuihin jännityspolkuihin. Pehmeille pohjamailla rakennettujen penkereiden eristyskerroksessa tapahtuu todennäköisemmin enemmän pysyviä muodonmuutoksia kuin jäykillä pohjamailla. Jännityspolkukuvaajien perusteella on ilmeistä, että esimerkkikohteissa pääsee syntymään pysyviä muodonmuutoksia eristyskerroksessa etenkin, jos tukikerroksen materiaali on hienontunutta, jolloin jännitystila eristyskerroksessa kasvaa. Suuremmilla eristyskerroksen lujuusparametreilla jännityspolut ovat kauempana murtosuorasta, mikä lisää varmuutta pysyvien muodonmuutosten syntymistä vastaan. Korkiala-Tantun mallin mukaisten laskelmien perusteella pysyviä muodonmuutoksia kertyy enemmän esimerkkikohteiden materiaalilla kuin vertailumateriaalilla. Mallin tulosten perusteella voidaan arvioida, että 250 kN kuormitustasolla rakenteella, jossa on käytetty vertailumateriaalia, on pidempi käyttöikä kuin esimerkkikohteiden materiaalia käytettäessä.

Rakenteen tiiveyden todettiin olevan yksi merkittävimmistä pysyvien muodonmuutosten syntyyn vaikuttavista tekijöistä. Varsinkin jos eristyskerroksen materiaali pääsee esimerkiksi penkereen lakoamisen tai liikennekuormituksen vuoksi löyhtymään, sen kyky vastustaa pysyvien muodonmuutosten syntyä alenee. Penkereen sivuttaista lakoamista on raportoitu esimerkkikohteiden seurantamittauksissa. Tällöin kasvaa myös riski sille, että vesi jää seisomaan rakenteeseen, mikä mahdollistaa huokosveden paineen kumuloitumisen. Huokospaineen kumuloituminen alentaa tehokkaita jännityksiä, mikä altistaa entisestään pysyvien muodonmuutosten syntymiselle.

Tuki- ja välikerroksilla on erittäin tärkeä rooli jännitysten jakajana, joten niiden kunnolla ja ominaisuuksilla on suuri merkitys, kun arvioidaan eristyskerrokseen ja pohjamaan kohdistuvien jännitysten suuruuksia. Tämän vuoksi on tärkeää, että rakenteessa on

erillinen välikerros ja ettei tukikerroksen kiviaines ole jauhautunutta, kuten pehmeikön P90 koekuopassa havaittiin. Esimerkkikohteissa käytetty eristyskerrosmateriaali jakaa sille tulevia jännityksiä laskennassa käytettyä vertailumateriaalia hieman heikommin. Eristyskerrosmateriaalien erot jännitylisäyksen suuruudessa erottuivat vain jäykemmällä 50 MPa ja 200 MPa pohjamailla. Pehmeimmällä pohjamaalla pohjamaan alhaisen jäykkyyden vaikutus oli niin merkittävä, ettei vertailu- ja esimerkkikohteiden materiaalien vaikutusta voitu erottaa. Tämä johtuu siitä, että pehmeillä pohjamailla pengerrakenne taipuu pohjamaan mukana, eikä toimi tehokkaasti, koska pohjamaa ei anna tarpeeksi jäykkää vastetta. Penkereen toimivuutta voitaisiin parantaa näissä tapauksissa esimerkiksi geolujitteilla. Voidaankin todeta, että pohjamaan jäykkyydellä on rakenteen kokonaistoimivuuteen iso merkitys ja jos pohjamaa on todella pehmeää, eivät hyvätkään rakennekerrosmateriaalit paranna tilannetta.

Yhden kuormitusyöskin aikana penkereessä ja pohjamaassa tapahtuu sekä pysty- että vaakasuuntaisia siirtymiä. Pohjamaan pienillä jäykkyyksillä siirtymien suuruudet vaihtelevat eniten ja jäykällä pohjamailla siirtymien erot ovat enää hyvin pieniä. Eristyskerroksen materiaalilla on huomattavasti pienempi suhteellinen vaikutus siirtymien suuruuteen. Tulosten perusteella näyttääkin, että myös esimerkkikohteiden materiaaleja jäykällä pohjamailla käytettäessä, eivät palautuvat hetkelliset siirtymätasot kasva liian suuriksi. Tämän perusteella voidaan todeta, että eristyskerrosmateriaalin vaikutus palautuviin siirtymiin on suhteellisen pieni verrattuna pohjamaan jäykkyyden vaikutukseen. Siten voidaan olettaa, että jos pohjamaa on tarpeeksi jäykkää, P86- ja P90-materiaalien ominaisuudet ovat riittävät täyttämään suunnitteluohjeissa asetetut vaatimukset palautuvan painuman suuruudelle.

Työssä huomattiin, että pohjamaan jäykkyydellä on suuri vaikutus tuloksiin ja etenkin pehmeillä pohjamailla hajonta tulosten välillä on suurta. Jäykemmällä pohjamailla tulosten suurusluokka vaihtelee vähemmän, joten lisätarkasteluja tulisi tehdä etenkin pehmeillä pohjamailla ja tarkemmin haarukoida tarkasteluja vastaamaan olemassa olevalla rataverkolla mahdollisia kriittisiä tilanteita. Tukikerroksella on merkittävä rooli kuormituksesta aiheutuvan jännityksen jakamisessa alemmille rakennekerroksille. Tässä työssä käytettiin samoja materiaaliparametreja tukikerrokselle kaikissa laskentatapauksissa, joten lisätarkasteluja voisi tehdä kulunutta tukikerrosta vastaavilla parametreilla ja tutkia, miten heikko tukikerros vaikuttaa eristyskerroksen käyttäytymiseen ja pohjamaalle tulevan kuormituksen suuruuteen. Lisäksi eri ympäristötekijöiden, kuten routimisen ja veden, vaikutusta ratapenkereen toimintaan tulisi tutkia mallintamalla enemmän. Esimerkkikohteissa on vuoden 2014 aikana tehty tarkempia pohjatutkimuksia, joiden perusteella olisi mahdollista mallintaa tarkemmin kyseisiä kohteita ja tutkia esimerkiksi kuormituksen syklistyden vaikutusta eristyskerrosmateriaalin käyttäytymiseen.

Lähdeluettelo

Arnold, G. & Dawson, A. R. & Hughes, D. & Werkmeister, S & Robinson, D. 2002. Serviceability Design of Granular Pavement Materials. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. Proceedings of the 6th international Symposium on the Bearing Capacity of Roads and Airfields (BCRA). S. 957-966. Lissabon: Balkema.

Benz, T. 2007. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Väitöskirja. Universität Stuttgart. Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik. Stuttgart, Saksa. 165 s. ISBN: 978-3-921837-55-9.

Bilodeau J-P. & Doré, G. & Schwarz, C. 2011. Effect of seasonal frost conditions on the permanent strain behaviour of compacted unbound granular materials used as base course. International Journal of Pavement Engineering. Vol 12(5). S. 507-518. DOI: 10.1080/10298436.2011.552605. ISSN: 1029-8436 (painettu). ISSN: 1477-268X (sähköinen).

Brecciaroli, F. & Kolisoja, P. 2006. Deformation behavior of railway embankment materials under repeated loading: Literature review. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 5/2006. Helsinki: Ratahallintokeskus. 201 s. ISBN 952-445-147-6. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf4/rhk_2006-a5_deformation_behaviour_web.pdf

Brinkgreve R.B.J. & Engin E. & Swolfs W.M. 2012a. Plaxis 2D 2012. Part 2: Reference Manual. Alankomaat: Plaxis bv. ISBN: 978-90-76016-13-9.

Brinkgreve R.B.J. & Engin E. & Swolfs W.M. 2012b. Plaxis 2D 2012. Part 3: Material Models Manual. Alankomaat: Plaxis bv. ISBN: 978-90-76016-13-9.

Brinkgreve R.B.J. & Engin E. & Swolfs W.M. 2013a. Plaxis 3D 2013. General information. Alankomaat: Plaxis bv. 14 s. ISBN: 978-90-76016-14-6.

Brinkgreve R.B.J. & Engin E. & Swolfs W.M. 2013b. Plaxis 3D 2013. Part 2: Reference Manual. Alankomaat: Plaxis bv. 194 s. ISBN: 978-90-76016-14-6.

Brinkgreve R.B.J. & Engin E. & Swolfs W.M. 2013c. Plaxis 3D 2013. Part 3: Material Models Manual. Alankomaat: Plaxis bv. 194 s. ISBN: 978-90-76016-14-6.

Brough, M. & Stirling, A. & Ghataora, G. & Madelin, K. 2003. Evaluation of railway trackbed and formation: a case study. Ndt & E International. Vol. 36(3). S. 145-156. DOI: 10.1016/S0963-8695(02)00053-1. ISSN: 0963-8695.

Brown, S. F. 1996. Soil Mechanics in Pavement Engineering. Géotechnique. Vol 46(3). S. 383-426. DOI: 10.1680/geot.1996.46.3.383. ISSN: 0016-8505.

Burrow, M. P. N. & Ghataora, G. S. & Evdorides, H. 2011. Railway Foundation Design Principles. Journal of Civil Engineering and Architecture. Vol 5(3). S. 224-232. ISSN: 1934-7359.

Chan, F. 1990. Permanent deformation resistance of granular layers in pavements. Väitöskirja. University of Nottingham. Nottingham, Englanti.

Esveld, C. 2001. Modern Railway Track. 2nd ed. Zaltbommel: MRT-Productions. 654 s. ISBN 90-800324-3-3.

Grabe, P. J. & Clayton, C. R. I. 2009. Effects of Principal Stress Rotation on Permanent Deformation in Rail Track Foundations. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering. Vol 135(4). DOI: 10.1061/ ASCE 1090-0241 2009 135:4 555. ISSN: 1090-0241.

Grabe, P. J. & Clayton, C. R. I. 2014. Effects of Principal Stress Rotation on Resilient Behavior in Rail Track Foundations. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering. Vol 140(2). DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001023. ISSN: 1090-0241.

Hakala, S. 2014. Tampere-Seinäjoki. Nopeuden 200 km/h noston estävät pehmeiköt: Geotekninen selvitys nopeuden noston esteiden poistamiseksi. Versio 23.5.2014. VR Track Oy. 29 s.

Hendry, M. T. 2011. The geomechanical behavior of peat foundations below rail-track structures. Väitöskirja. University of Saskatchewan. Saskatoon, Kanada. 168 s.

Hoff, I. 1999. Material properties of unbound aggregates for pavement structures. Väitöskirja. Doktor ingeniöravhandling 1999:53. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Trondheim, Norja. 198 s. ISBN: 82-471-0421-0.

Indraratna, B. & Nimbalkar, S. & Christie, D. & Rujikiatkamjorn, C. & Vinod, J. 2010. Field Assessment of the Performance of a Ballasted Rail Track with and without Geosynthetics. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol 136(7). S. 907–917. DOI: 10.1061/ ASCE GT.1943-5606.000031. ISSN: 1090-0241 (painettu). ISSN: 1943-5606 (sähköinen).

Indraratna, B. & Salim, W. & Rujikiatkamjorn, C. 2011. Advanced Rail Geotechnology – Ballasted Track. Leiden: CRC Press. 432 s. ISBN 978-0-415-66957-3

InfraRYL 2010: Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset 2010. Osa 1, Väylät ja alueet. 2010. Helsinki: Rakennustieto Oy. 555 s. Infra 03-1001. ISBN 978-951-682-958-9.

Kalliainen, A. & Kolisoja, P. 2009. Ratapenkereiden leveys ja luiskakaltevuus. Väliraportti. Tampereen teknillinen yliopisto, Maa- ja pohjarakenteet.

Kalliainen, A. & Luomala, H. & Jäniskangas, T. & Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. 2011. Radan eristys- ja välikerrosten tiiviys- ja kantavuustutkimus. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2011 Helsinki: Liikennevirasto. 152 s. ISBN: 978-952-255-625-7.

Kalliainen, A. & Kolisoja, P. 2013. Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus: Loppuraportti. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 33/2013. Helsinki. 85 s. ISSN 1798-6664. ISBN 978-952-255-298-3 ISSN 1798-6656.

Kalliainen, A. & Kolisoja, P. & Nurmikolu, A. 2014. Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 55/2014. Helsinki: Liikennevirasto.

Kiuru, T. 2007. Akselipainon noston tekniset edellytykset ja niiden soveltuminen Luumäki-Imatra-rataosuudelle. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 1/2007. Helsinki: Ratahallintokeskus. 100 s. ISBN: 978-952-445-177-2.

Kolisoja, P. 1993. Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet. Kirjallisuusselvitys. Tielaitoksen selvityksiä 38/1993. Helsinki: Tielaitos. ISSN: 0788-3722. ISBN: 951-47-7669-0.

Kolisoja, P. 1997. Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials. Väitöskirja. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Tampere, Suomi. Julkaisuja 223. 188 s. ISSN: 0356-4940.

Kolisoja, P. & Levomäki, M. & Mäkelä, E. & Niskanen, P. 1999 Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A6/1999. Helsinki: Ratahallintokeskus. ISBN: 952-445-025-9.

Korkiala-Tanttu, L. 2005. A new material model for permanent deformations in pavements. Proceedings of the Seventh Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields (BCRA 2005). Trondheim 27.-29.6.2005. CD-rom proceedings. Oslo: Ny Media AS. 10 s.

Korkiala-Tanttu, L. 2008. Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials. Väitöskirja. Teknillinen korkeakoulu. Espoo, Suomi. VTT Publications 702. 92 s. ISBN: 978-951-38-7136-9.

Lekarp, F. & Dawson, A. 1998. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. Construction and Building Materials. Vol. 12(1). S. 9-18 DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0950-0618\(97\)00078-0](http://dx.doi.org/10.1016/S0950-0618(97)00078-0). ISSN 0950-0618.

Lekarp, F. & Isacsson, U. & Dawson, A. 2000a. State of the art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, Vol 126(1). S. 66-75. ISSN: 0733-947X

Lekarp, F. & Isacsson, U. & Dawson, A. 2000b. State of the art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, Vol 126(1). S. 76-83. ISSN: 0733-947X

Liikennevirasto. 2010. Suurimmat sallitut akselipainot. Tilanne 31.12.2010. [Viitattu: 8.11.2014]. Saatavissa: http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/f/liikenneverkko/rautatiet/akselipainot_31122010.jpg

Liikennevirasto. 2013a. Rataverkon kuvaus 1.1.2014. Liikenneviraston väylätietoja 5/2013. Helsinki. 72 s. ISBN: 978-952-255-397-3. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lv_2013-05_rataverkon_kuvaus_web.pdf

Liikennevirasto. 2013b. Rautateiden verkkoselostus 2015. Liikenneviraston väylätietoja 2/2013. Helsinki: Liikennevirasto. 54 s. ISBN: 978-952-255-367-6. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lv_2013-02_rautateiden_verkkoselostus_2015_web.pdf

Liikennevirasto. 2014. Suomen rautatietilasto 2014. Liikenneviraston tilastoja 2/2014. Helsinki. 51 s. ISBN: 978-952-255-461-1. ISSN 1798-8128. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lti_2014-02_suomen_rautatietilasto_web.pdf

Lundqvist, A. & Dahlberg, T. 2005. Load impact on railway track due to unsupported sleepers. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F. Journal of rail and rapid transit, Vol. 219(2). S. 67–77. DOI: 10.1243/095440905X8790. ISSN: 0954-4097.

Luomala, H. 2013. Palautuvan painuman mittaus – Pehmeikkömittaukset Tampere-Seinäjoki –rataosalla. Mittausselostus. Tampereen teknillinen yliopisto. 11 s.

Lönnroth, S. 2014. Muovikomposiittiputken soveltuminen tierummuiksi ja silloiksi Suomen oloihin. Diplomityö. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo, Suomi. 101 s.

Madshus, C & Kaynia, A. M. 2000. High-speed Railway Lines on soft Ground: Dynamic Behaviour at Critical Train Speed. Journal of Sound and Vibration. Vol 231(3). S. 689-701. DOI: 10.1006/JSVI.1999.2647. ISSN: 0022-460X.

O'Reilly, M. P. & Brown, S. F. 1991. Cyclic Loading of Soils: from theory to design. Glasgow : Blackie. 479 s. ISBN 0-216-92898-2.

Peltokangas, O. & Luomala, H. & Nurmikolu A. 2013. Radan pystysuuntainen jäykkyys ja sen mittaaminen. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 6/2013. Helsinki: Liikennevirasto. 190 s. ISSN 1798-6664. ISBN 978-952-255- 244-0. ISSN 1798-6656. Saatavissa: http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2013-06_radan_pystysuuntainen_web.pdf

Pihlajamäki, J. 2012. Suulakepuristetun polystyreenilevyn soveltuvuus pehmeikölle perustetun kadun päällysrakenteeseen. Diplomityö. Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulu. Espoo, Suomi. 57 s.

Potts, D. & Axelsson, K. & Grande, L. & Schweiger, H. & Long, M. (toim.) 2002. Guidelines for the use of advanced numerical analysis. Lontoo: Thomas Telford. 177 s. ISBN: 0-7277-3125-4.

Ratahallintokeskus. 2005a. Radan stabiiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15. Helsinki: Ratahallintokeskus. 27 s. ISBN: 952-445-119-0. ISSN: 1456-1204.

Ratahallintokeskus. 2005b. Tampere-seinäjoki, nopeuden nosto, koerakennuskohde n:o 90 (km 320+400-320+700) laadunvalvonta- ja asiantuntijatyön raportti. 34 s.

Ratahallintokeskus. 2006. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet: Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006. Helsinki: Ratahallintokeskus. 319 s. ISBN: 952-445-165-4.

RATO 2. 2010. Ratatekniset ohjeet (RATO), osa 2, Radan geometria. Liikenneviraston ohjeita 3/2010. Helsinki: Liikennevirasto. ISBN: 978-952-255-505-2 (sähköinen). ISSN: 1798-6648.

RATO 3. 2008. Ratatekniset ohjeet, osa 3 Radan rakenne. Helsinki: Ratahallintokeskus. 50 s.

RATO 3. 2013. Ratatekniset ohjeet, osa 3 Radan rakenne. Julkaisematon luonnosversio 24.5.2013. 35 s.

Rautatiehallitus. 1970. Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys. 44 s.

RIL 157-1. 1985. Geomekaniikka 1. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. 479 s. ISBN: 951-758-086-X.

RIL K133-1991. 1991. Routatekniikka liikennealueilla. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. 139 s. ISBN: 951-758-252-8.

Saarin, M. 2008. Ratojen alusrakenteissa käytettyjen materiaalien routimisherkkyys. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 7/2008. Helsinki: Ratahallintokeskus. 75 s. ISBN: 978-952-445-231-1.

Schanz, T. & Vermeer, P. A. & Bonnier, P. G. 1999. The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of Plaxis. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5809-040-X.

Selig, E.T. & Waters, J.M. 1994. Track geotechnology and substructure management. Lontoo: Thomas Telford. 463 s. ISBN: 0-7277-2013-9.

SFS-EN 13450. 2004. SFS-EN 13450 Raidesepelikiviaineekset, kansallinen soveltamisohje. Helsinki: Ratahallintokeskus. 7 s.

Shahraki, M. & Salehi Sadaghiani, M. R. & Witt, K. J. & Meier, T. 2014a. Model quality investigations of induced moving loads of high-speed trains. Hicks, M & Brinkgreve, R. & Rohe, A. (toim.). Proceedings of the Numerical Methods in Geotechnical Engineering NUMGE 2014. Delft, Alankomaat. 18-20.6.2014. ISBN: 978-1-138-00146-6.

Shahraki, M. & Salehi Sadaghiani, M. R. & Witt, K. J. & Meier, T. 2014b. 3D Modeling of Train Induced Moving Loads on an Embankment. Plaxis Bulletin Issue 36 / Autumn 2014. Plaxis bv. S. 10-15.

Simonsen, E. & Janoo, V. C. & Isacsson, U. 2002. Resilient Properties of Unbound Road Materials during Seasonal Frost Conditions. Journal of Cold Regions Engineering. Vol 16(1). S. 28-50. DOI: 10.1061/(ASCE)0887-381X(2002)16:1(28). ISSN: 0887381X.

- Suiker, A. S. J. 2002. The Mechanical Behaviour of Ballasted Railway Tracks. Väitöskirja. Delft University of Technology. Delft, Alankomaat. DUP Science. 222 s. ISBN: 90-407-2307-9.
- Suiker, A. S. J. & Selig, E. T. & Frenkel, R. 2005. Static and cyclic triaxial testing of ballast and subballast. Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering. Vol 131(6). S. 771-782. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:6(771). ISSN: 1090-0241.
- Sweere, G. T. H. 1990. Unbound granular bases for roads. Väitöskirja. Delft University of Technology. Delft, Alankomaat. 384 s.
- Uotila, A. 2014. Maanvaraisen ratapenkereen toimivuus turvepohjamaalla. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2014. Helsinki: Liikennevirasto. 131 s. ISBN: 978-952-255-421-5. ISSN: 1798-6664.
- Uthus, L. 2007. Deformation Properties of Unbound Granular Aggregates. Väitöskirja. Theses at NTNU 2007:92. Norwegian University of Science and Technology. Trondheim, Norja. 52 s. ISBN: 978-82-471-2033-0 (painettu). ISBN: 978-82-471-2016-3 (sähköinen). ISSN: 1503-8181.
- Vyas, N.S. & Gupta A. K., 2006. Modeling rail wheel-flat dynamics. Proceedings of the 1st World Congress on Engineering Asset Management, WCEAM 2006. Springer London. S. 1222-1231. DOI: 10.1007/978-1-84628-814-2_135. ISBN 978-1-84628-583-7 (painettu) ISBN 978-1-84628-814-2 (sähköinen).
- Werkmeister, S. 2003. Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions. Väitöskirja. Technische Universität Dresden. Dresden, Saksa.
- Woldringh, R. F. & New, B. M. 1999. Embankment design for high speed trains on soft soils. Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Amsterdam, Alankomaat. 7.-10.6.1999. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5809-047-7.
- Wood, D. 2004. Geotechnical modelling. New York: Spon Press. 488 s. ISBN 0-419-23730-5.
- Yang, L. A. & Powrie, W. & Priest J. A. 2009. Dynamic Stress Analysis of a Ballasted Railway Track Bed during Train Passage. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol 135(5). S. 680-689. DOI: 10.1061/ASCEGT.1943-5606.0000130. ISSN: 1090-0241 (painettu) ISSN: 1943-5606 (sähköinen).

Liiteluettelo

- Liite 1. Testausselostus. 3 sivua.
- Liite 2. Kolmiaksaalikokeiden tulokset: P86, löyhä. 7 sivua.
- Liite 3. Kolmiaksaalikokeiden tulokset: P86, tiivis. 6 sivua.
- Liite 4. Kolmiaksaalikokeiden tulokset: P90, löyhä. 7 sivua.
- Liite 5. Kolmiaksaalikokeiden tulokset: P90, tiivis. 6 sivua.
- Liite 6. Bender element -kokeiden tulokset: P86, löyhä. 2 sivua.
- Liite 7. Bender element -kokeiden tulokset: P86, tiivis. 2 sivua.
- Liite 8. Bender element -kokeiden tulokset: P90, löyhä. 2 sivua.
- Liite 9. Bender element -kokeiden tulokset: P90, tiivis. 2 sivua.

Liite 1. Testauselostus.

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
Rakennustekniikan laitos
Maa- ja pohjarakenteet

TESTAUSSELOSTUS MPR/455A/2013 1(3)

Nuutti Vuorimies

15-12-2014

Erkki Mäkelä
 Liikennevirasto / Kunnossapito-osasto
 PL 33 (Opastinsilta 12A)
 00521 Helsinki

Tilaus 8.8.2014

Tpe-Sk junaradan pengerhiekkojen geotekniset tutkimukset osa 1**Näytteet**

Näytteet (4 kpl) tuotiin TTY:lle ämpäreissä. TTY:lle toimitetun näytteen edustavuus on tilaajan vastuulla. Näytteet vastaanotettiin TTY:llä 5.11.2013. Kutakin näytettä oli neljä ämpäriä. Näytteet olivat kohdista km242+504, km282+160 (yhdistetty kohdista km282+160 ja km282+173 otetut näytteet), km314+707 ja km320+300. TTY:ssä näytteelle tehtiin kokeet työnumerolla 455/2013 ja kokeiden tallentamisessa käytettiin tiedostotunnusta H455.

Esikäsittely

Näytteistä poistettiin yli 8 mm rakeet.

Testausmenetelmät

Vesipitoisuus määritettiin standardin SFS-EN 1097:5:2008 mukaisesti. Rakeisuus määritettiin standardin 933-1:2012 mukaisesti. Kolmiakσιαalikoe yhdellä palautussyklillä tai ilman palautussykliä tehtiin isotrooppisesti konsolidoituna avoimena kolmiakσιαalikokeena mittaamalla tilavuuden muutos leikkausvaiheessa koekappaleen ja koesellin välisen tilavuuden muutoksesta TTY:n kolmiakσιαalikoelaitteistoilla huoneessa RH101. Gmax määritettiin Bender element-menetelmällä. Vedenläpäisevyys määritettiin vakio paine-menetelmällä jäykkäseinämaisessä Proctor-muotissa.

Tulokset

Rakeisuudet ja esikäsittelyssä poistettujen rakeiden osuus alkuperäisestä näytteestä on esitetty liitteessä 1. Poistettujen rakeiden oletettiin tuleen ylemmistä kerroksista näytteen oton yhteydessä.

Kolmiakσιαalikokeiden tulokset on esitetty liitteissä 2 - 9. Koekappaleet olivat osittain kyllästettyjä. Kaikkea materiaalia ei saatu talteen koekappaleesta koetta purettaessa, joten toisessa indeksitietolomakkeessa kuivapaino on laskettu kokeen loputtua määritetyn vesipitoisuuden perusteella. Kokeet tehtiin noin 25, 50 ja 100 kPa selilipaineilla tiiviinä ja löyhänä. Kolmiakσιαalikoesarjojen keskimää-

Postiosoite
 PL 600 33101 Tampere
 Tulostettu 19.12.2014

Käyntiosoite
 Korkeakoulunkatu 5 33720 Tampere

Vaihde I Faksi
 03-3115 111



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan laitos
Maa- ja pohjarakenteet

TESTAUSSELOSTUS MPR/455A/2013 2(3)

Nuutti Vuorimies 040 720 3050

15-12-2014

räiset kuivairtoteiheydet ja vesipitoisuudet yhdessä koekappaleiden maksimileikkausjännityksistä Mohrin ympyröillä määritetyt tehokkaat lujuusparametrit, kitkakulma ja koheesio, on esitetty taulukossa 1. Liitteiden tulosteissa on esitetty perinteisten kuvaajien lisäksi koekappaleista määritetyt dilataatiokulmat ja Poissonin luvut. Lisäksi koekappaleista, joille tehtiin palautus sykli, määritettiin kimmomoduuli E ennen palautus sykliä sekä kimmomoduuli palautus syklistä Eur. Kolmiaksaalikokeista, joissa palautus sykli tehtiin, poistettiin välily kuormitusvarren ja voima-anturin väliltä heti käynnistytksen jälkeen, jolloin varmistettiin palautus syklin kohdistuminen oikealle kohdalle. Välyksen poistossa koekappale on usein hieman aksiaalisesti kokoon puristunut, mitä ei ole mitattu.

Taulukko 1. Kolmiaksaalikoesarjojen keskimääräiset kuivairtoteiheydet p_d , ja vesipitoisuudet w sekä koekappaleiden maksimileikkausjännityksistä Mohrin ympyröillä määritetyt tehokkaat lujuusparametrit, kitkakulma c' ja koheesio ϕ' .

Materiaali	ρ_d , kN/m ³	w , %	ϕ' , °	c' , kPa
km242+504	1,82	5,5	47,0	4,0
km242+504	1,61	5,6	34,1	5,4
km282+160	1,9	7,4	48,3	18,4
km282+160	1,62	7,5	35,0	7,4
km314+707	1,75	8	45,8	21,3
km314+707	1,36	8,7	33,9	0
km320+300	1,71	5,0	44,1	12,6
km320+300	1,55	5,0	36,9	8,6

Bender elementillä mitatut leikkausaallonnopeudet ja niistä lasketut suurimmat leikkausmoduulit G_{max} on esitetty liitteessä 10. Materiaalista km242+504 tehdystä löyhästä koekappaleesta ei saatu riittävän luotettavasti mitattu leikkausaallon etenemisnopeutta, joten siitä ei ole esitetty mittaustuloksia. Materiaalista km282+160 tehtiin vain yksi koekappale, koska materiaalista oli vaikea määrittää leikkausaallon kulkunopeutta. Tutkituista hiekoista tehdyistä löyhistä koekappaleista leikkausaallon nopeuden määrittäminen pienillä sellipaineilla oli usein epäselvempää kuin suuremmilla sellipaineilla. Tosin materiaali km314+707 poikkesi muista, kun tiiviillä materiaalilla oli leikkausaallon kulkunopeuden määrittäminen suuremmilla sellipaineilla vaikeampaa.

Taulukossa 2 on esitetty vedenläpäisevyyskoekappaleista määritetyt vedenläpäisevyyskertoimet $k(10)$ ja $k(20)$ laskettuna 10 ja 20 °C lämpötiloihin sekä koekappaleiden kuivatilavuuspainot γ_d ja gradientti i , jossa vedenläpäisevyys mitattiin.



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan laitos
Maa- ja pohjarakenteet

TESTAUSSELOSTUS MPR/455A/2013 3(3)

Nuutti Vuorimies 040 720 3050

15-12-2014

Taulukko 2. Koekappaleista määritetyt vedenläpäisevyyškertoimet $k(10)$ ja $k(20)$ laskettuna 10 ja 20 °C lämpötiloihin sekä koekappaleiden kuivatilavuuspainot γ_d ja gradientti i , jossa vedenläpäisevyys mitattiin.

Näyte, km	242+504	282+160	314+707	320+300
γ_d , kN/m ³	17,0	17,4	15,7	15,0
i	4	10	5	3
$k(10)$, m/s	2,2E-05	2,0E-06	1,2E-05	2,6E-05
$k(20)$, m/s	2,8E-05	2,6E-06	1,5E-05	3,4E-05

Kokeet tehtiin 8.1. - 29.9.2014. Tulokset pätevät ainoastaan testatuille näytteille. Testausselostuksen saa kopioida ainoastaan kokonaisuudessaan.

Projektipäällikkö, DI

Nuutti Vuorimies

Laboratoriomestari

Niko Levo

JAKELU

LiVi: Mäkelä ja P. Tolla
Arcus Oy: Jaakko Heikkilä
Pöyry Finland Oy: Jaana Vinter
TTY

LIITTEET

Liite 1. Rakeisuudet (4 sivua)
Liite 2. Kolmiaksiaalikoet km242+504 tiivis (12 sivua)
Liite 3. Kolmiaksiaalikoet km242+504 löyhä (14 sivua)
Liite 4. Kolmiaksiaalikoet km282+160 tiivis (12 sivua)
Liite 5. Kolmiaksiaalikoet km282+160 löyhä (14 sivua)
Liite 6. Kolmiaksiaalikoet km314+707 tiivis (12 sivua)
Liite 7. Kolmiaksiaalikoet km314+707 löyhä (14 sivua)
Liite 8. Kolmiaksiaalikoet km320+300 tiivis (12 sivua)
Liite 9. Kolmiaksiaalikoet km320+300 löyhä (14 sivua)
Liite 10. Bender element -koet (13 sivua)

Postiosoite
PL 600 33101 Tampere
Tulostettu 19.12.2014

Käyntiosoite
Korkeakoulunkatu 5 33720 Tampere

Vaihde I Faksi
03-3115 111

Liite 2. Kolmiakσιαalikokeiden tulokset: P86, löyhä.

Testausloetus MPR/ 455/2013 Liite

TTV

Maa- ja pohjarakenteet

PL 600 33101 TAMPERE

ASIAKAS

KOHDE

TYÖNUMERO

KOLMIAKSIALIKOE

Tampere-Seinäjoki ratahiekat

455/2013 (H455)

LVI

Laskennallinen kuivapaino = kokeen allupaino jaettuna vesipitoisuudella

KOKEEN / KOESIJAIN N°	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A
PISTE, PAALU	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707
SYVYYS									
TIEDOSTO									
NOPEUS	[mm/min]								
KOKEEN ALIUS	pvm	25.7-14	23.7-14	22.7-14	22.7-14	22.7-14	22.7-14	22.7-14	22.7-14
NÄYTTEEN HALKAISUJA	[mm]	51	51	51	51	51	51	51	51
NÄYTTEEN KORKEUS	[mm]	99,3	99,4	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2
NÄYTTEEN POIKKIP-ALA	[cm**2]	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43
NÄYTTEEN TILAVUUS	[cm**3]	202,85	203,06	200,60	200,60	200,60	200,60	200,60	200,60
NÄYTTEEN PAINO	[g]	299,4	299,5	299,4	299,4	299,4	299,4	299,4	299,4
Kokopuristuma konsolidoinnissa	[mm]	0,07	0,06	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Poistunut vesi konsolidoinnissa	[ml]	4,4	7,9	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
Näytteen paino konsolidoinnissa	[g]	295,03	291,58	287,92	287,92	287,92	287,92	287,92	287,92
Kuivan näytteen paino	[g]	275,69	273,61	273,53	273,53	273,53	273,53	273,53	273,53
VESI	[g]	24,33	23,98	23,99	23,99	23,99	23,99	23,99	23,99
VESIPITOISUUS	[%]	8,8	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7
IRTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,48	1,47	1,49	1,49	1,49	1,49	1,49	1,49
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	14,5	14,5	14,6	14,6	14,6	14,6	14,6	14,6
KUIVA IRTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,36	1,36	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	13,3	13,3	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5
KYLÄÄSTYSASTE Sr, oletus	[%]	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
KINTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,54	1,54	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
HUOKOSLUKU e		0,14	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
OMINAISILAVUUS v		1,14	1,13	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14
KINTOTIHEYS, oletus	[g/cm**3]	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65
KYLÄÄSTYSASTE Sr	[%]	24,6	24,2	24,8	24,8	24,8	24,8	24,8	24,8
HUOKOSLUKU e		0,95	0,95	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
OMINAISILAVUUS v		1,95	1,95	1,93	1,93	1,93	1,93	1,93	1,93
KONSOLIDOITUNEEN:		26 kPa	51,5 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa
TILAVUUSPAINO*	[kN/m**3]	14,6	14,7	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	13,6	13,9	14,3	14,3	14,3	14,3	14,3	14,3
KOKEEN LOIUS:									
ASTIAN NUMERO		H455 U8	H455 U9	H455 U10	H455 U10	H455 U10	H455 U10	H455 U10	H455 U10
KOSTEA NÄYTE	[g]	297,90	297,42	297,36	297,36	297,36	297,36	297,36	297,36
Kuivan näytteen paino	[g]	273,69	273,61	273,53	273,53	273,53	273,53	273,53	273,53
VESI	[g]	24,21	23,81	23,83	23,83	23,83	23,83	23,83	23,83
VESIPITOISUUS	[%]	8,8	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7

*) Kikampojat ja luvut kesken kokeen

Ilman kaikkien aineista ei saatu tulosten koodipalautusta purettuina.

Laskennallinen paino = Kokeileen paino kokeen lopussa + konsolidoinnissa poistunut vesi (ei välttämättä oikein)

TUTKI:

TAMPERE

PAIKKA

PAIVAYS

Elina Lätti

Tutkimuspalainen

TARKASTI:

TAMPERE

PAIKKA

PAIVAYS

NUUTTI VUORIMIES

Projektipäällikkö, DI

Testausloetus MPR/ 455/2013 Liite

AVOIN KOLMIAKSIALIKOE

TTV

Ma- ja pohjarakenteet

PL 600 33101 TAMPERE

ASIAKAS

KOHDE

TYÖNUMERO

LÄVI

Tampere-Seinäjoki ratahiekat

455/2013 (H455)

*)

KOKEEN / KOESIJAIN N°	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A
PISTE, PAALU	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707	km314-707
SYVYYS	[m]	-	-	-	-	-	-	-	-
TIEDOSTO		11455 U8	11455 U8	11455 U8	11455 U8	11455 U8	11455 U8	11455 U8	11455 U8
NOPEUS	[mm/min]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015
KOKEEN ALIUS	pvm	25.7-14	23.7-14	22.7-14	22.7-14	22.7-14	22.7-14	22.7-14	22.7-14
NÄYTTEEN HALKAISUJA	[mm]	51	51	51	51	51	51	51	51
NÄYTTEEN KORKEUS	[mm]	99,3	99,4	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2	98,2
NÄYTTEEN POIKKIP-ALA	[cm**2]	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43
NÄYTTEEN TILAVUUS	[cm**3]	202,85	203,06	200,60	200,60	200,60	200,60	200,60	200,60
NÄYTTEEN PAINO	[g]	299,40	299,50	299,40	299,40	299,40	299,40	299,40	299,40
Kokopuristuma konsolidoinnissa	[mm]	0,07	0,06	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Poistunut vesi konsolidoinnissa	[ml]	4,37	7,9	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5	11,5
Näytteen paino konsolidoinnissa	[g]	295,03	291,58	287,92	287,92	287,92	287,92	287,92	287,92
Kuivan näytteen paino	[g]	273,69	273,61	273,53	273,53	273,53	273,53	273,53	273,53
VESIPITOISUUS	[%]	9,4	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5
IRTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,48	1,47	1,49	1,49	1,49	1,49	1,49	1,49
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	14,5	14,5	14,6	14,6	14,6	14,6	14,6	14,6
KUIVA IRTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,35	1,35	1,36	1,36	1,36	1,36	1,36	1,36
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	13,2	13,2	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4
KYLÄÄSTYSASTE Sr, oletus	[%]	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
KINTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,55	1,54	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
HUOKOSLUKU e		0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
OMINAISILAVUUS v		1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
KINTOTIHEYS, oletus	[g/cm**3]	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65
KYLÄÄSTYSASTE Sr	[%]	25,8	25,9	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6	26,6
HUOKOSLUKU e		0,96	0,97	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
OMINAISILAVUUS v		1,96	1,97	1,94	1,94	1,94	1,94	1,94	1,94
KONSOLIDOITUNEEN:		26 kPa	51,5 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa	100 kPa
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	14,6	14,7	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9	14,9
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	13,5	13,8	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2	14,2
KOKEEN LOIUS:									
ASTIAN NUMERO		H455 U8	H455 U9	H455 U10	H455 U10	H455 U10	H455 U10	H455 U10	H455 U10
KOSTEA NÄYTE	[g]	297,90	297,42	297,36	297,36	297,36	297,36	297,36	297,36
Kuivan näytteen paino	[g]	273,69	273,61	273,53	273,53	273,53	273,53	273,53	273,53
VESI	[g]	24,21	23,81	23,83	23,83	23,83	23,83	23,83	23,83
VESIPITOISUUS	[%]	8,8	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7

*) Kikampojat ja luvut kesken kokeen

Ilman kaikkien aineista ei saatu tulosten koodipalautusta purettuina.

TUTKI:	TAMPERE PAIKKA	PAIVAYS	Elina Lätti Tutkimuspalainen	NUUTTI VUORIMIES Projektipäällikkö, DI
TARKASTI:	TAMPERE PAIKKA	PAIVAYS		

AVOIN KOLMIAKSIAALIKOE

AVOIN KOLMIAKSIAALIKOE

TTV	ASIAKAS	LiVi
Maa- ja polijarakentec	KOHDE	Tampere-Seinäjoki ratahiekat
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO	455/2013 (H455)

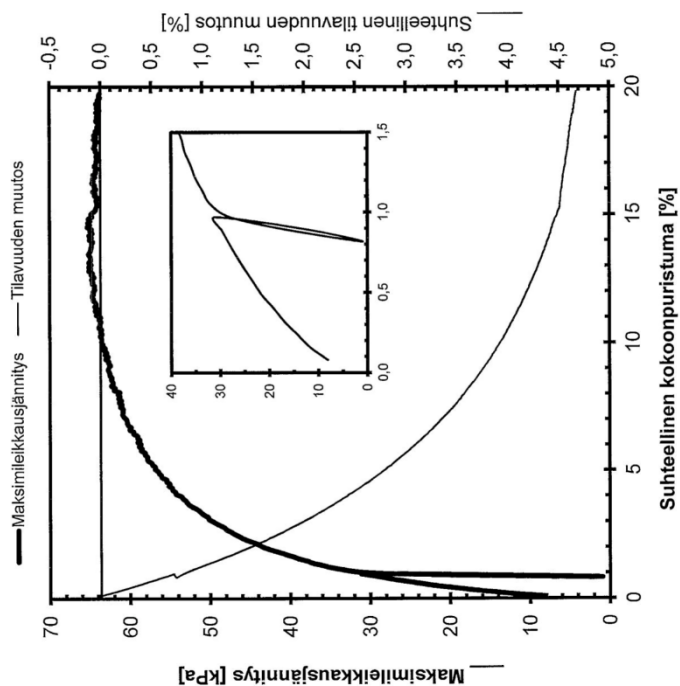
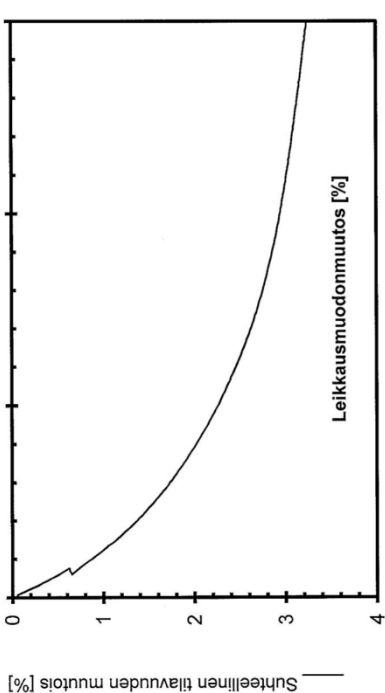
TTY	ASIAKAS KOHDE TYÖNUMERO	LVI Tampere-Seinäjoki ratahiekad 455/2013 (H/455)
-----	-------------------------------	---

Tiedosto	H455_U8 .ka1
Koetyyppi	CICD
Nopeus	0,015 mm/min

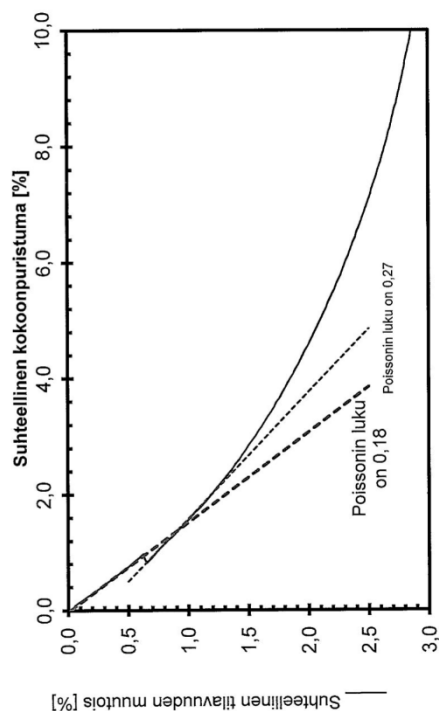
Piste	314+707
Syvys	-
Sellipaine	27 kPa

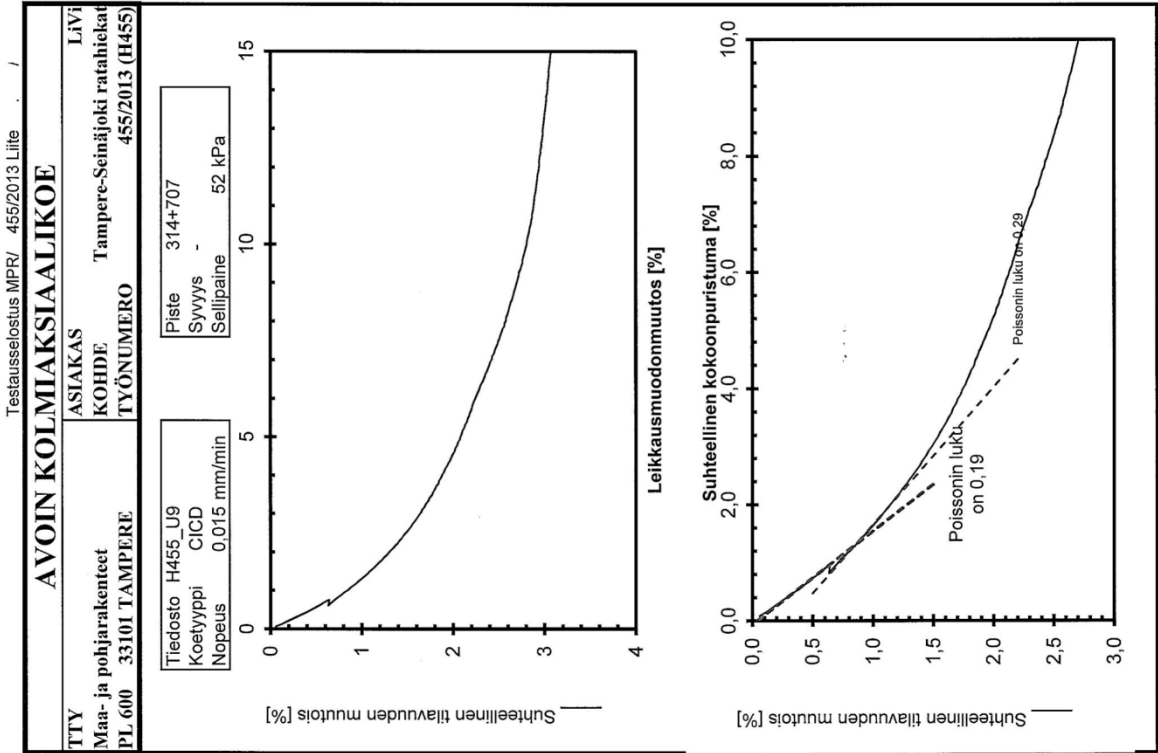
Koetyyppi	CICD
Nopeus	0,015 mm/m

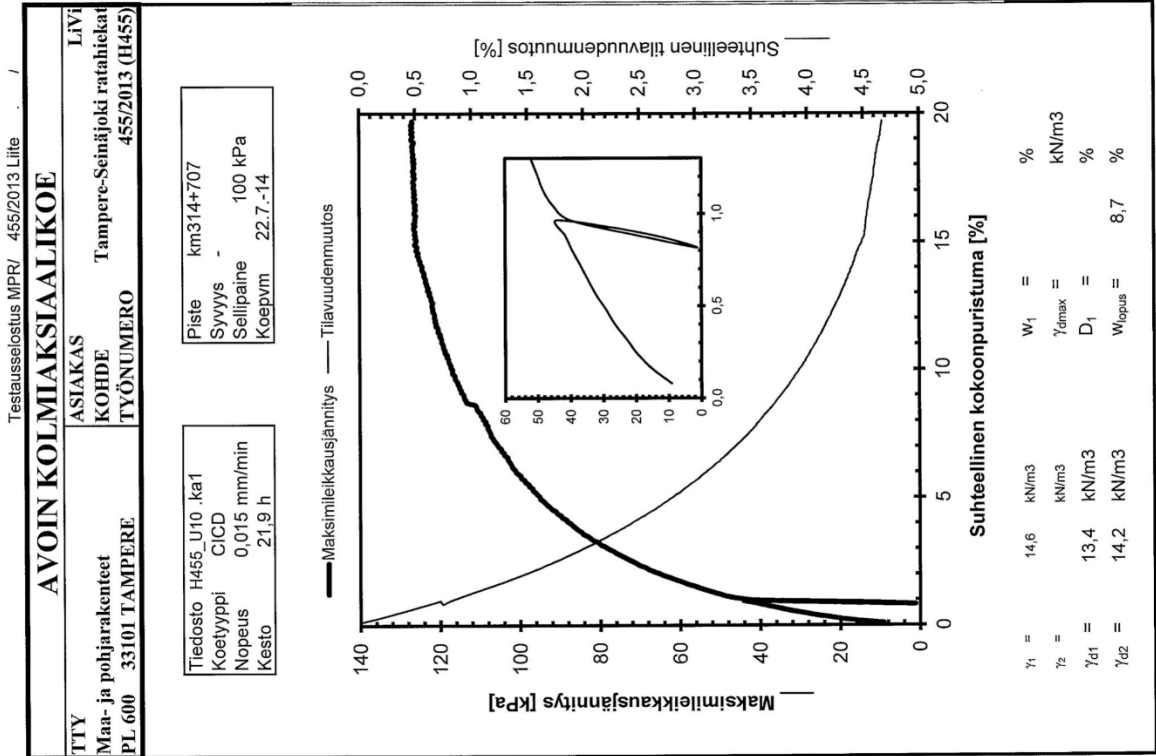
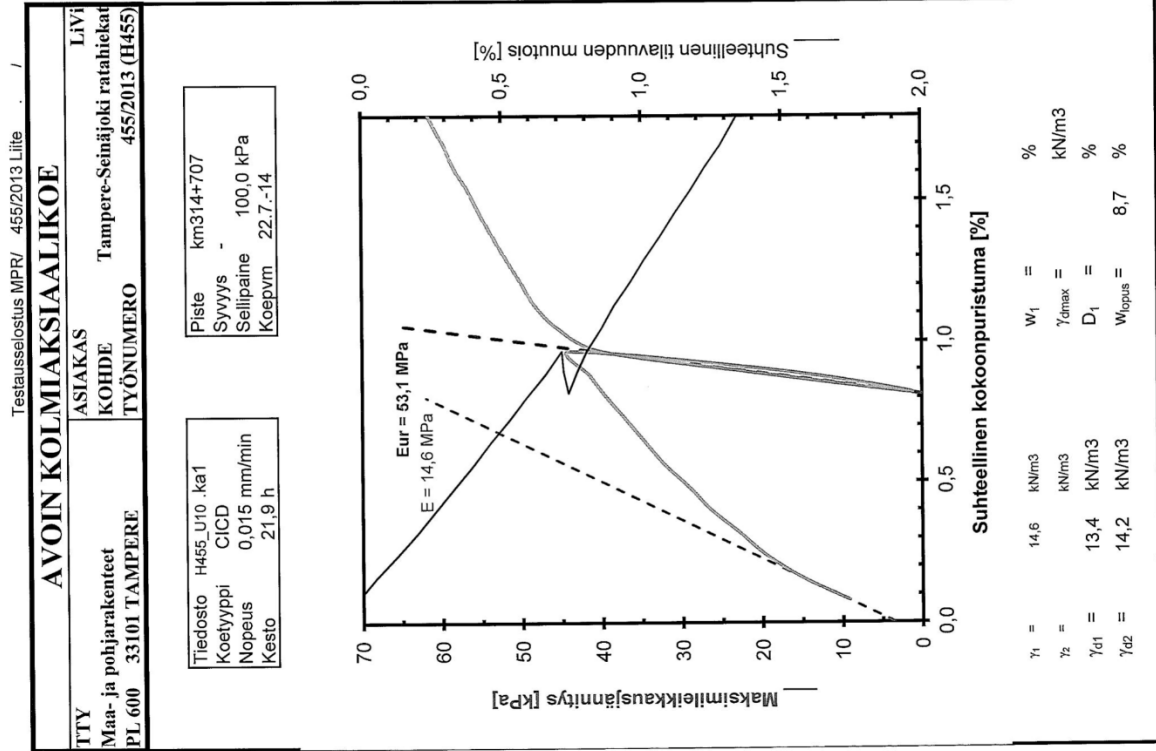
Piste	km314+707
Syvyys	-
Sellipaine	52 kPa
Koepvm	24.7.-14

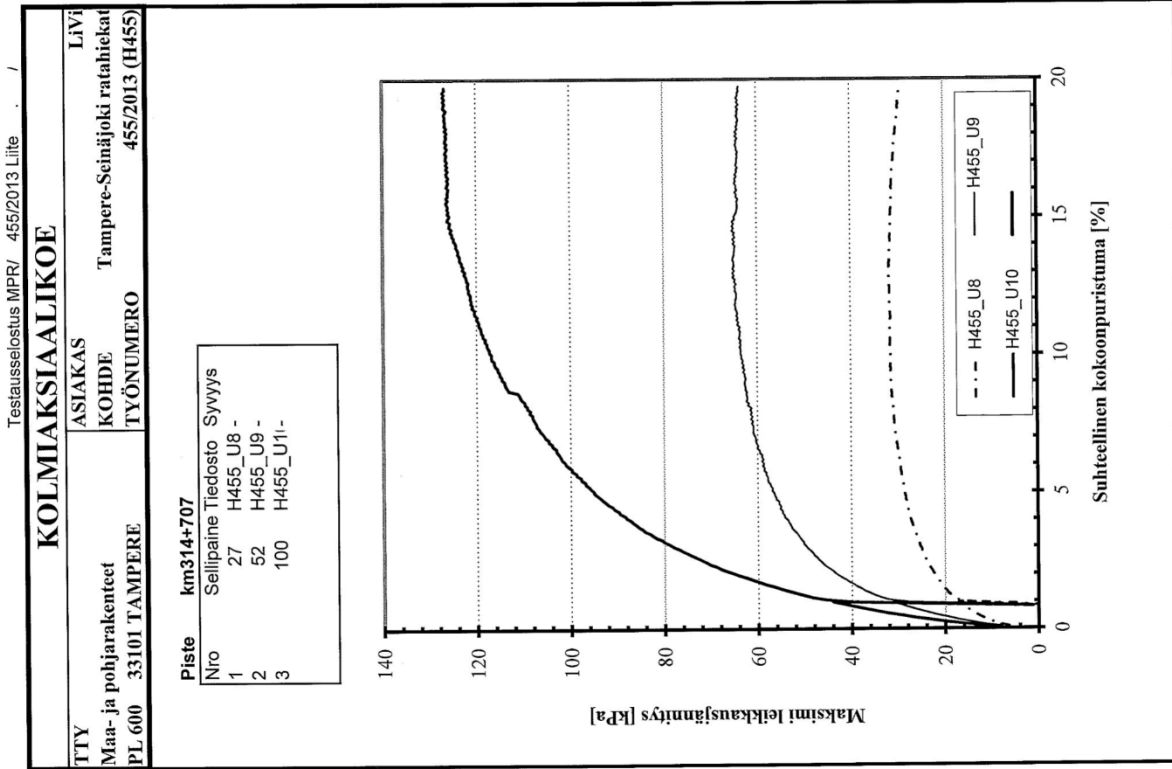
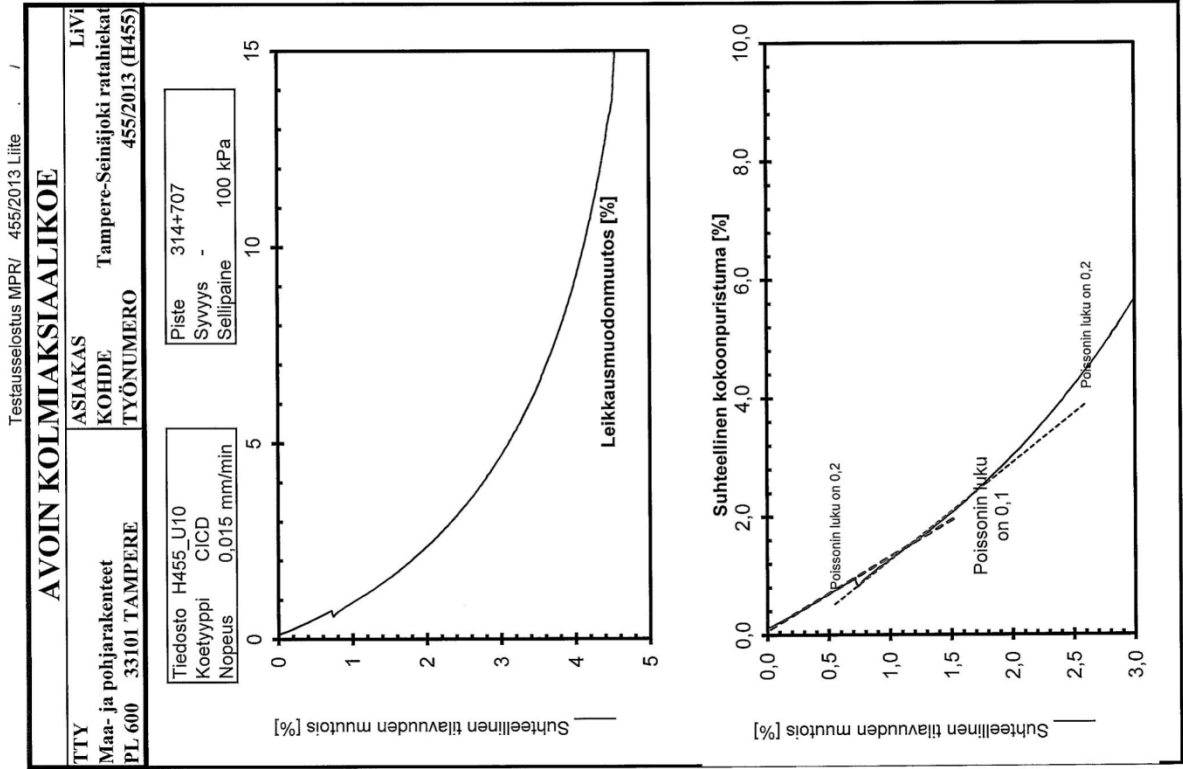


γ_1	=	14,5	kN/m ³	W_1	=	%
γ_2	=		kN/m ³	γ_{dmax}	=	kN/m ³
γ_{d1}	=	13,2	kN/m ³	D_1	=	%
γ_{d2}	=	13,8	kN/m ³	W_{opus}	=	8,7 %





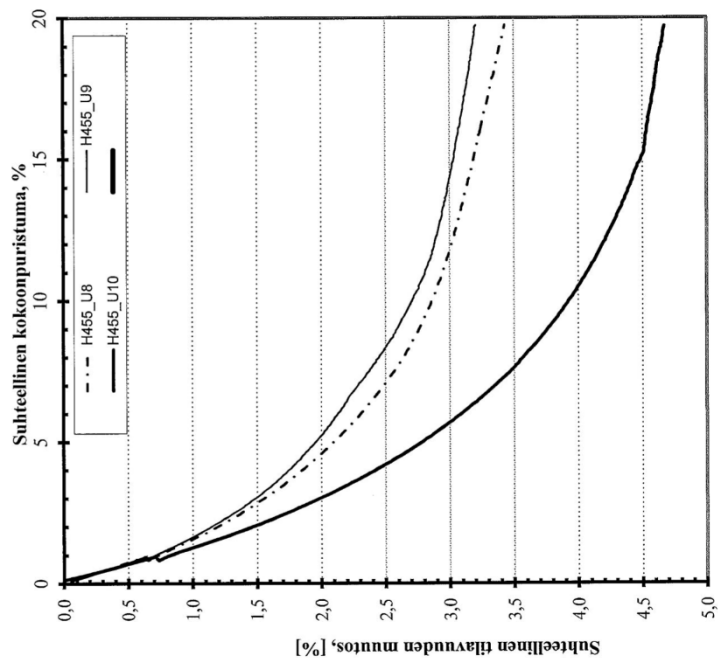




KOLMIAKSIAALIKOE			
TTY	ASIAKAS	LiVi	
Maa- ja pohjarakenteet	KOHDE	Tampere-Seinäjoki ratahiekat	
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO	455/2013 (H455)	

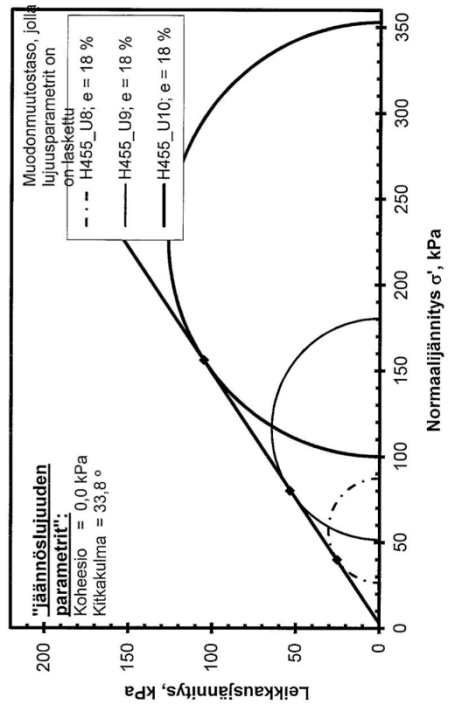
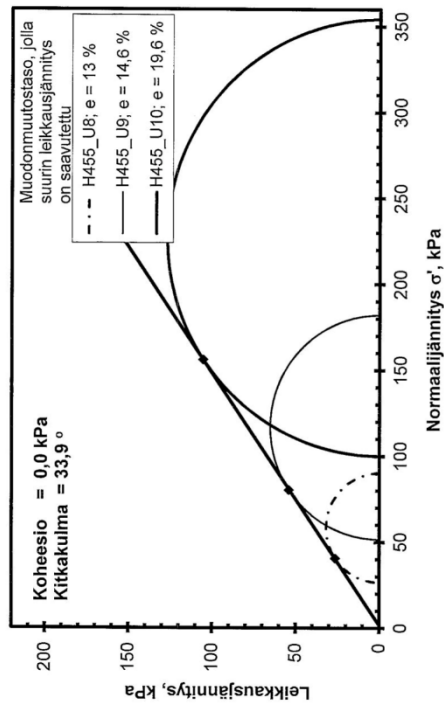
Piste km314+707

Nro	Sellipaine	Tiedosto	Syvyys
1	27	H455_U8 -	
2	52	H455_U9 -	
3	100	H455_U11 -	



KOLMIAKSIAALIKOE			
TTY	ASIAKAS	LiVi	
Maa- ja pohjarakenteet	KOHDE	Tampere-Seinäjoki ratahiekat	
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO	455/2013 (H455)	

Piste km314+707



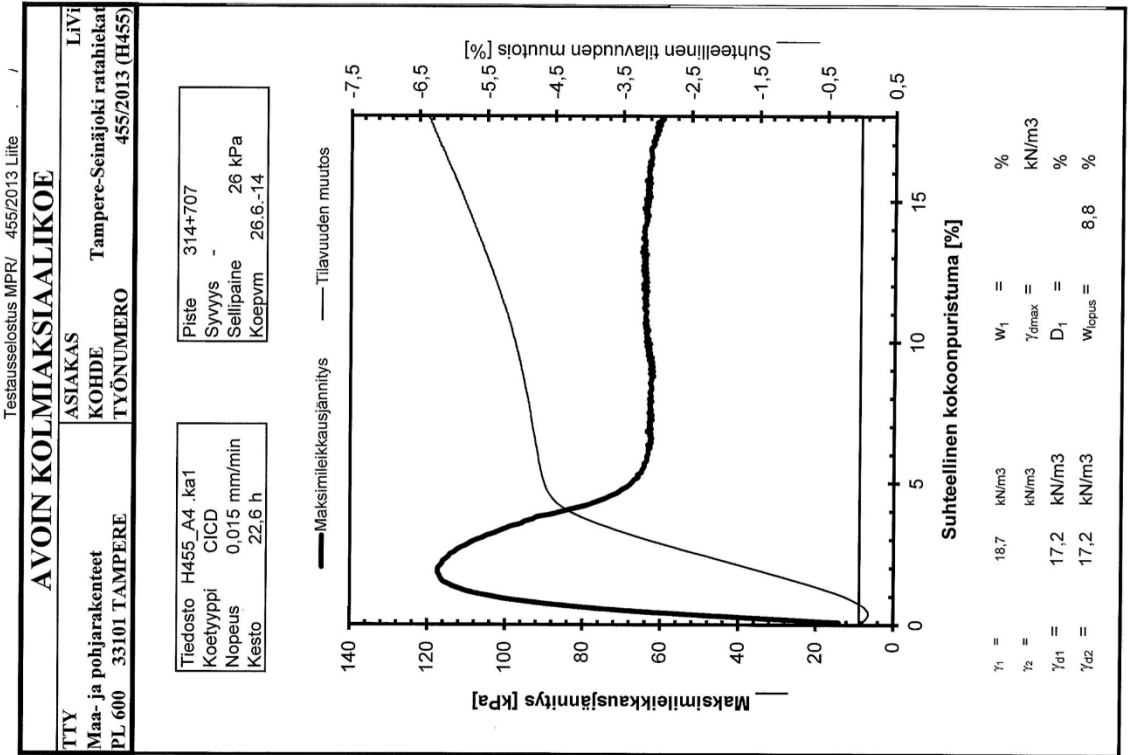
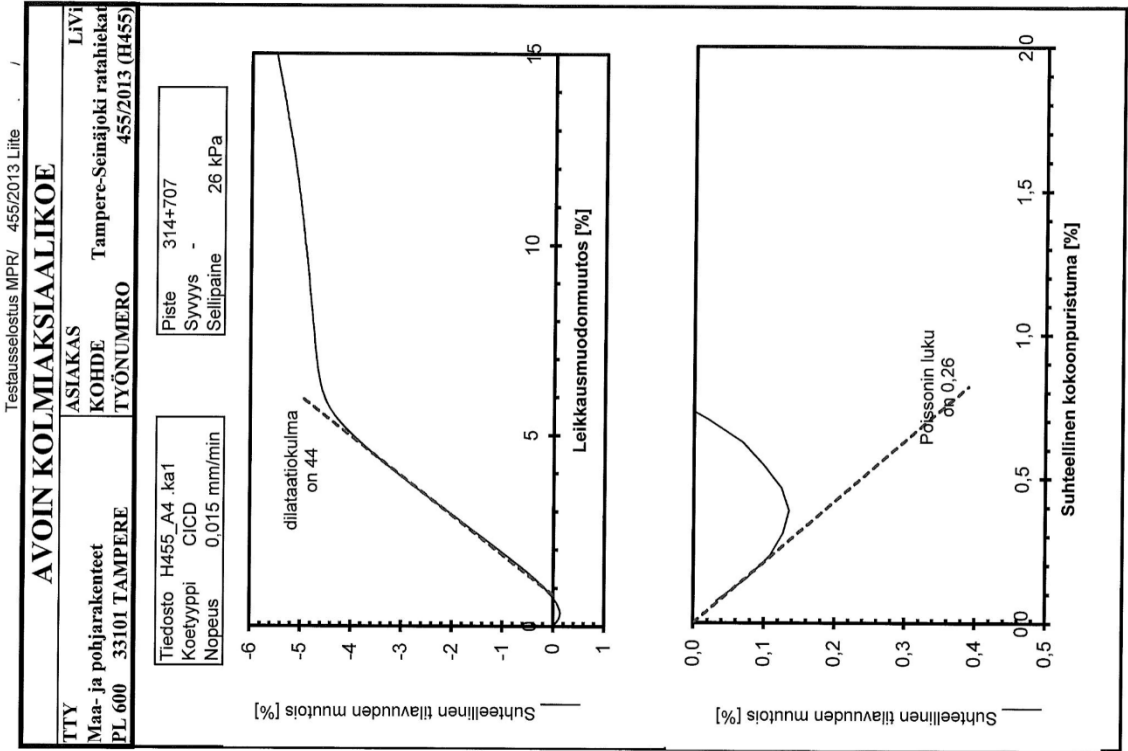
Liite 3. Kolmiakσιαalikokeiden tulokset: P86, tiivis.

Testausseulosus MPRI/ 455/2013 Liite

AVOIN KOLMIAKSIAALIKOE											
TTY	ASIAKAS		LIV		Tampere-Seinäjoki ratahiekat 455/2013 (H455)						
	Maa- ja pohjarakenteet PL 600 33101 TAMPERE	KOHDE TYÖNUMERO									
KOKEEN / KOESELIN N:O	4A	4A	4A	4A							
PISTE, PAALU	314+707	314+707	314+707	314+707							
SVYYYS	[m]	-	-	-							
TIEDOSTO		H455 A4	H455 U2	H455 A5a							
NOPEUS	[mm/min]	0,015	0,015	0,015							
KOKEEN ALUSSA SULOITTUNA:					pvm	27.6-14	2.7-14	4.7-14			
NÄYTTEEN HALKAISUA	[mm]	51	51	51							
NÄYTTEEN KORKEUS	[mm]	101,1	102,1	102,4							
NÄYTTEEN POIKKI-PALA	[cm**2]	20,43	20,43	20,43							
NÄYTTEEN TILAVUUS	[cm**3]	206,53	208,57	209,18							
NÄYTTEEN PAINO	[g]	394	398	398							
Kokopuristuma konsolidoinnissa	[mm]	0	0,27	0,01							
Poisnut vesi konsolidoinnissa	[ml]	0	5,68	2							
Näytteen paino konsolidoituneena	[g]	394,00	392,32	396,00							
Kuivan näytteen paino	[g]	362,27	363,75	374,92							
VESI	[g]	31,73	30,18	23,08							
VESIPISTOISUUS	[%]	8,8	8,2	6,2							
IRTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,91	1,91	1,90							
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	18,7	18,7	18,7							
KUIVA IRTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,75	1,76	1,79							
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	17,2	17,3	17,6							
KYLLÄSTYSASTE Sr, oletus	[%]	100,00	100,00	100,00							
KINTOTIHEYS	[g/cm**3]	2,07	2,06	2,01							
HUOKOSLUKU e		0,18	0,17	0,12							
OMINAISTILAVUUS v		1,18	1,17	1,12							
KINTOTIHEYS, oletus	[g/cm**3]	2,65	2,65	2,65							
KYLLÄSTYSASTE Sr	[%]	45,4	43,4	34,1							
HUOKOSLUKU e		0,51	0,50	0,48							
OMINAISTILAVUUS v		1,51	1,50	1,48							
KONSOLIDOITUNEENA:					26 kPa	52,5 kPa	100,5 kPa				
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	18,7	19,0	18,8							
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	17,2	17,8	17,8							
KOKEEN LOPUSSA:											
ASTIAN NUMERO		H455 A4	H455 U2	H455 A5a							
KOSTEA NÄYTE	[g]	393,40	393,60	391,75							
Kuivan näytteen paino	[g]	361,72	363,75	369,03							
VESI	[g]	31,68	29,85	22,72							
VESIPISTOISUUS	[%]	8,8	8,2	6,2							
TUTKI:					TAMPERE PAIKKA	PAIVAYS	Niko Levo Laboratorionestari			NUUTTI VUORIMIES Projektipäällikkö, DI	
TARKASTI:					TAMPERE PAIKKA	PAIVAYS					

Testausseulosus MPRI/ 455/2013 Liite

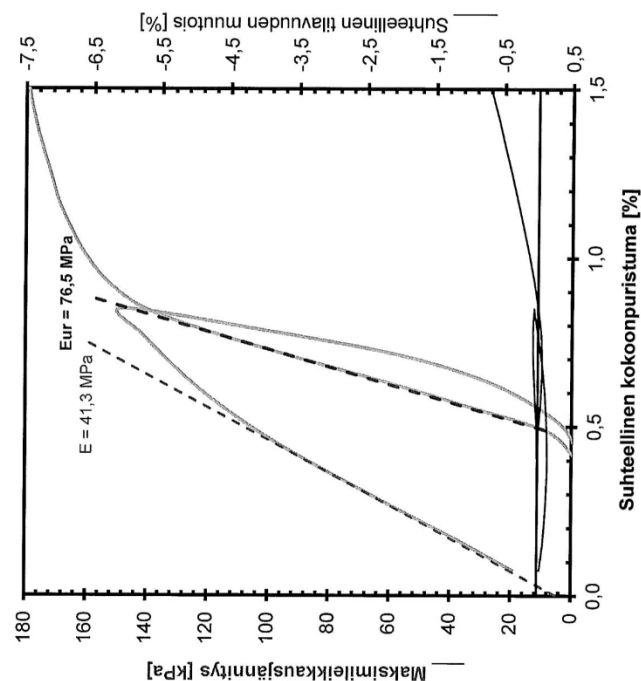
AVOIN KOLMIAKSIAALIKOE											
TTY	ASIAKAS			LVI							
Maa- ja pohjarakenteet	KOHDE			Tampere-Seinäjoki ratahiekat							
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO			455/2013 (H455)							
KOKEEN / KOESELIN N:O	4A	4A	4A	4A							
PISTE, PAALU	314+707	314+707	314+707	314+707							
SVYYYS	[m]	-	-	-							
TIEDOSTO		H455 A4	H455 U2	H455 A5a							
NOPEUS	[mm/min]	0,015	0,015	0,015							
KOKEEN ALUSSA SULOITTUNA:					pvm	27.6-14	2.7-14	4.7-14			
NÄYTTEEN HALKAISUA	[mm]	51	51	51							
NÄYTTEEN KORKEUS	[mm]	101,1	102,1	102,4							
NÄYTTEEN POIKKI-PALA	[cm**2]	20,43	20,43	20,43							
NÄYTTEEN TILAVUUS	[cm**3]	206,53	208,57	209,18							
NÄYTTEEN PAINO	[g]	394,00	398,00	398,00							
Kokopuristuma konsolidoinnissa	[mm]	0,00	0,27	0,01							
Poisnut vesi konsolidoinnissa	[ml]	0,0	5,7	2,0							
Näytteen paino konsolidoituneena	[g]	394,00	392,32	396,00							
Kuivan näytteen paino	[g]	361,72	363,75	369,03							
VESI	[g]	32,28	34,25	28,97							
VESIPISTOISUUS	[%]	8,9	9,4	7,9							
IRTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,91	1,91	1,90							
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	18,7	18,7	18,7							
KUIVA IRTOTIHEYS	[g/cm**3]	1,75	1,74	1,76							
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	17,2	17,1	17,3							
KYLLÄSTYSASTE Sr, oletus	[%]	100,00	100,00	100,00							
KINTOTIHEYS	[g/cm**3]	2,08	2,09	2,05							
HUOKOSLUKU e		0,19	0,20	0,16							
OMINAISTILAVUUS v		1,19	1,20	1,16							
KINTOTIHEYS, oletus	[g/cm**3]	2,65	2,65	2,65							
KYLLÄSTYSASTE Sr	[%]	46,1	48,0	41,4							
HUOKOSLUKU e		0,51	0,52	0,50							
OMINAISTILAVUUS v		1,51	1,52	1,50							
KONSOLIDOITUNEENA:					26 kPa	52,5 kPa	100,5 kPa				
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	18,7	19,0	18,8							
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	17,2	17,6	17,5							
KOKEEN LOPUSSA:											
ASTIAN NUMERO		H455 A4	H455 U2	H455 A5a							
KOSTEA NÄYTE	[g]	393,60	393,60	391,75							
Kuivan näytteen paino	[g]	361,72	363,75	369,03							
YESI	[g]	31,68	29,85	22,72							
VESIPISTOISUUS	[%]	8,8	8,2	6,2							
TUTKI:					TAMPERE	PAIVAYS	Niko Levo Laboratorionestari				
TARKASTI:					TAMPERE	PAIVAYS	NUUTTI VUORIMIES Projektipäällikkö, DI				



TTV	ASIAKAS	LiVi
Maa- ja poljarakentest	KOHDE	Tampere-Seinäjoki ratahiekat
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO	455/2013 (H455)

Tiedosto	H455_U2 .ka1
Koetyyppi	CICD
Nopeus	0,015 mm/min
Kesto	22.8 h

Piste	km314+707
Sywyys	-
Sellipaine	53 kPa
Koepvm	2.7-14

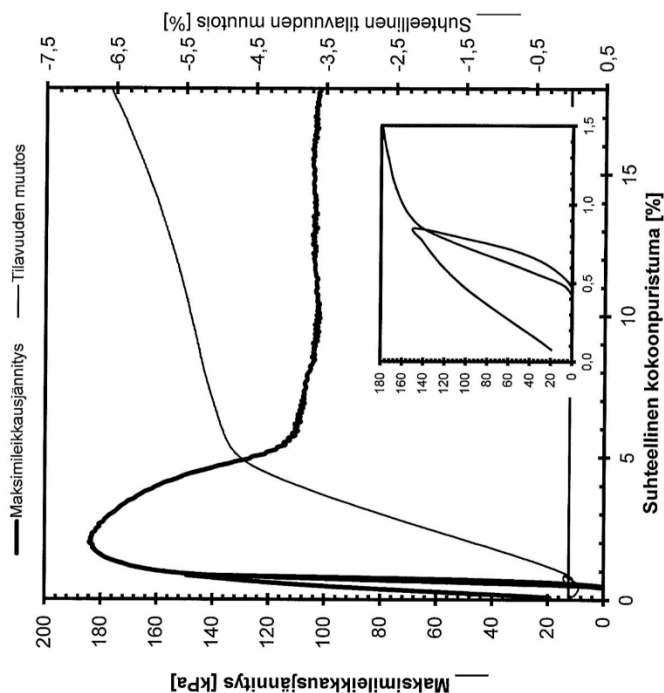


$\gamma_1 =$	18,7	kn/m3	$w_1 =$		%
$\gamma_2 =$		kn/m3	$\gamma_{dmax} =$		kn/m3
$\gamma_{c1} =$	17,2	kn/m3	$D_1 =$		%
$\gamma_{d2} =$	17,2	kn/m3	$w_{lopus} =$		8,8 %

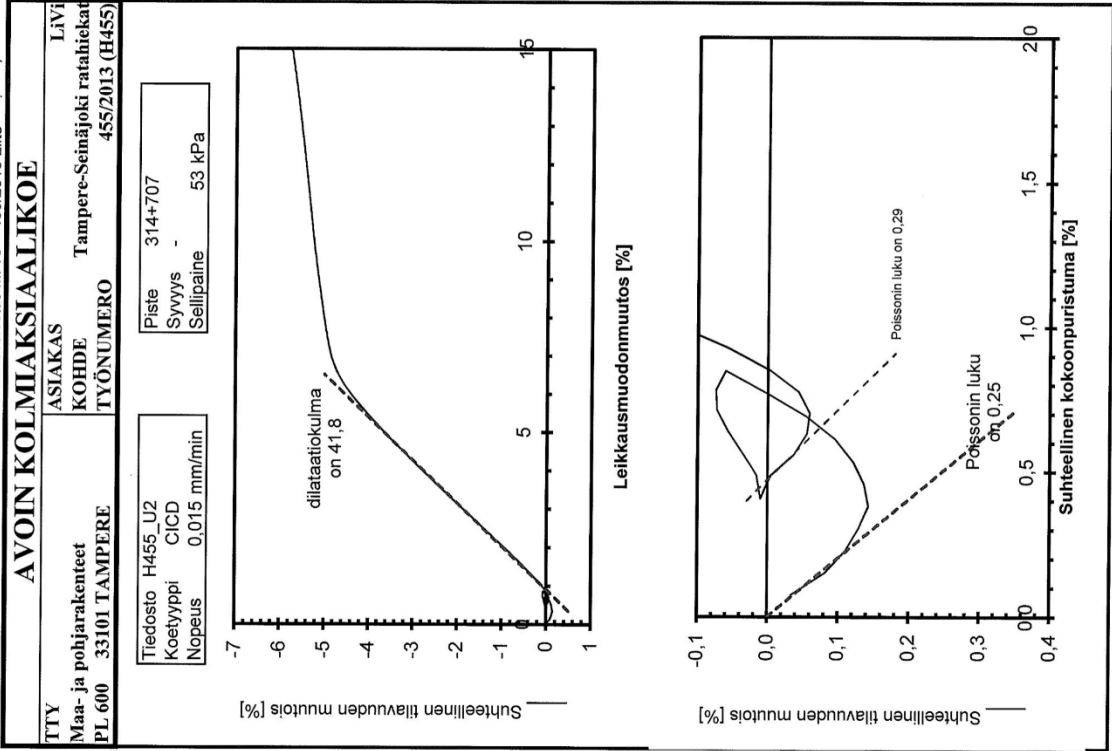
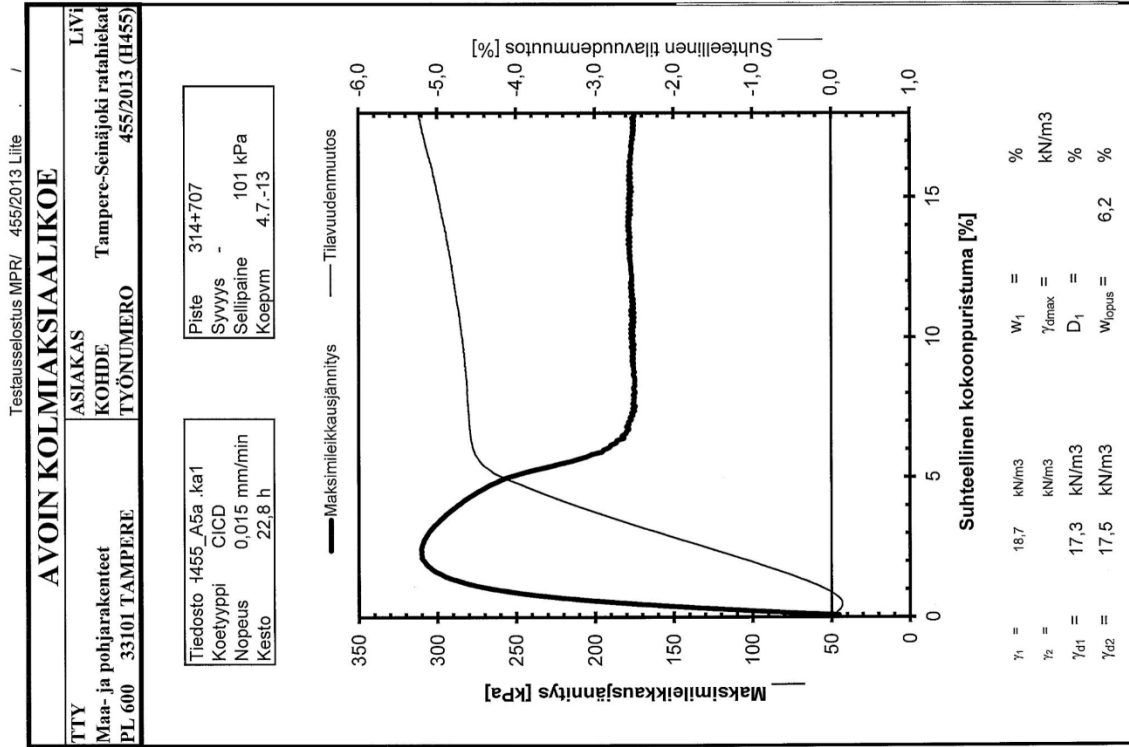
AVOIN KOLMAKSAALIKOE	
TTY	ASIAKAS
Maa- ja polijarakenteet	KOHDE
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO
	LiVi Tampere-Seinäjoki ratahiekat 455/2013 (H455)

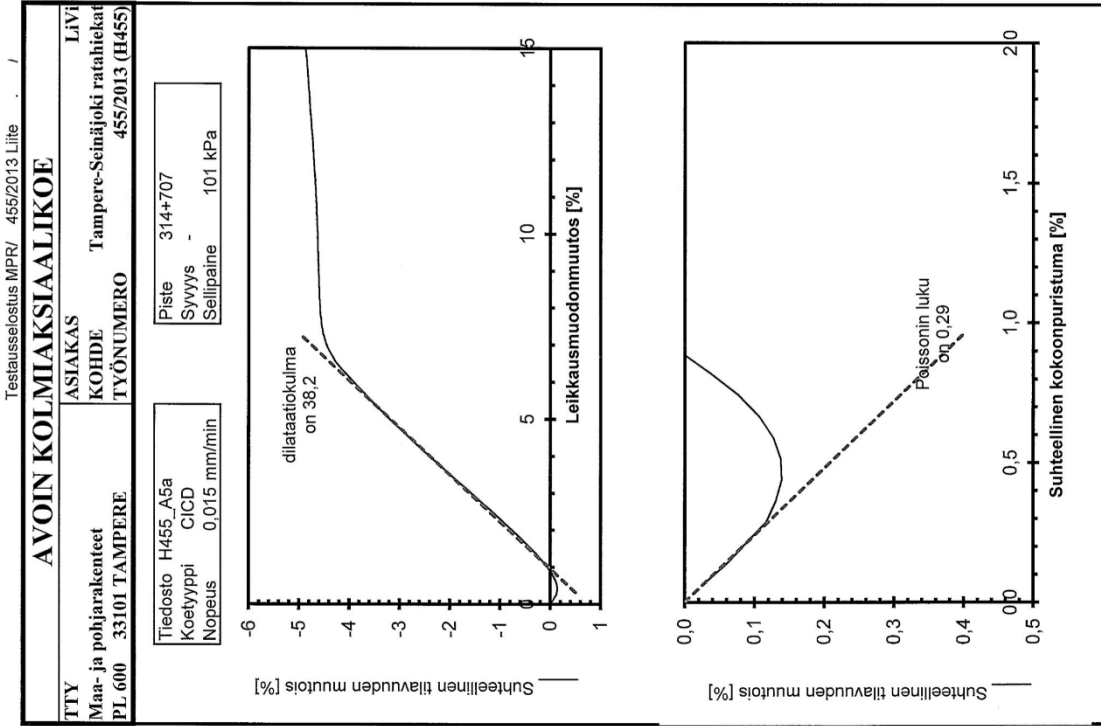
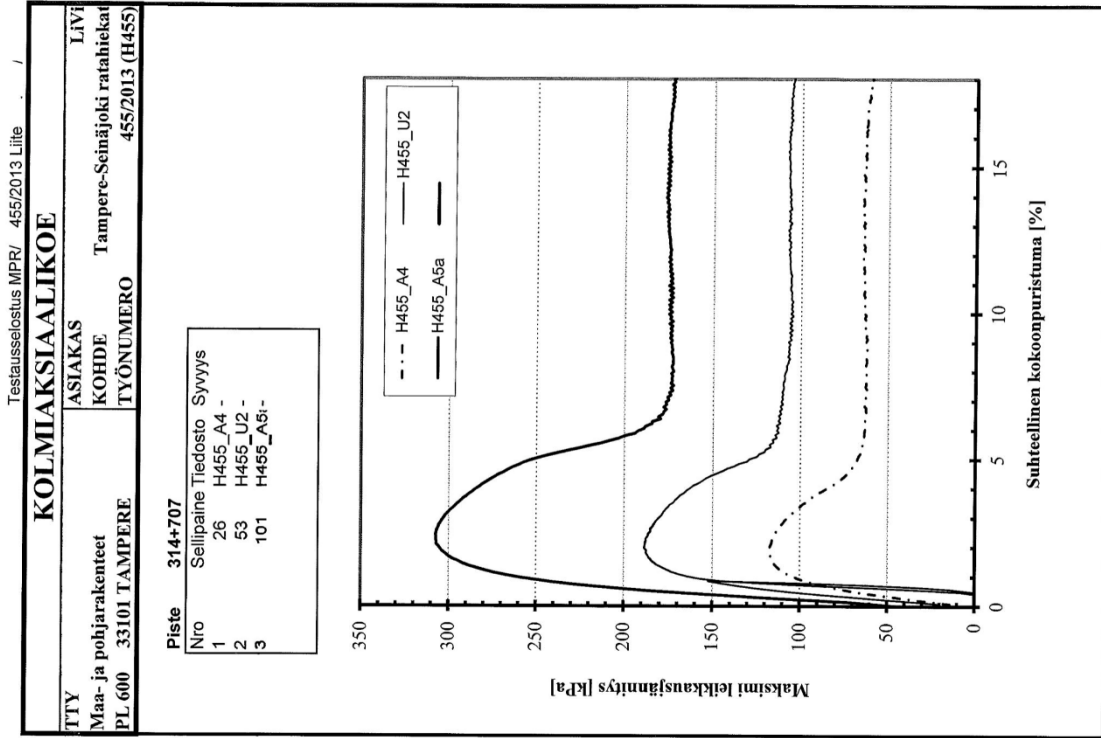
Tiedosto	H455_U2 .ka1
Koetyyppi	CICD
Nopeus	0,015 mm/min
Kesto	22,8 h

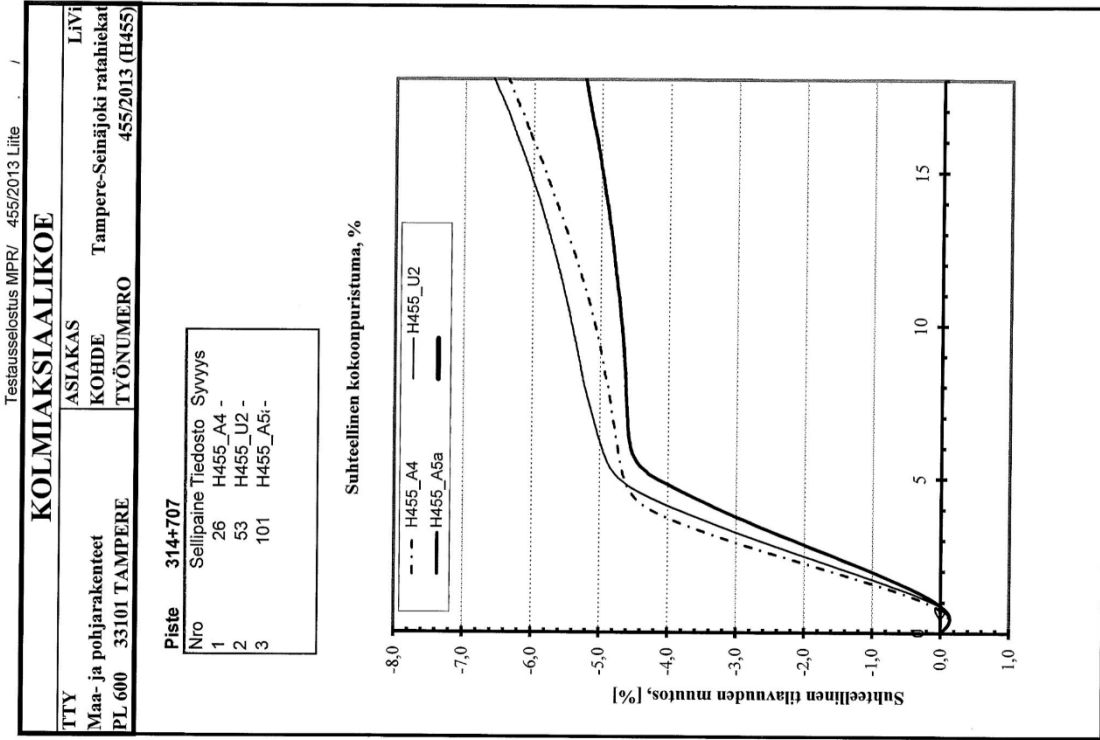
Piste	km314+707
Syvyys	-
Sellipaine	53 kPa
Koepvm	2.7.-14



γ_1	=	18.7	kN/m3	w_1	=	%
γ_2	=		kN/m3	γ_{dmax}	=	kN/m3
γ_{d1}	=	17.2	kN/m3	D_1	=	%
γ_{d2}	=	17.2	kN/m3	w_{lopus}	=	8.8 %







Tietosuojaseloste MPPI / 455/2013/Lite

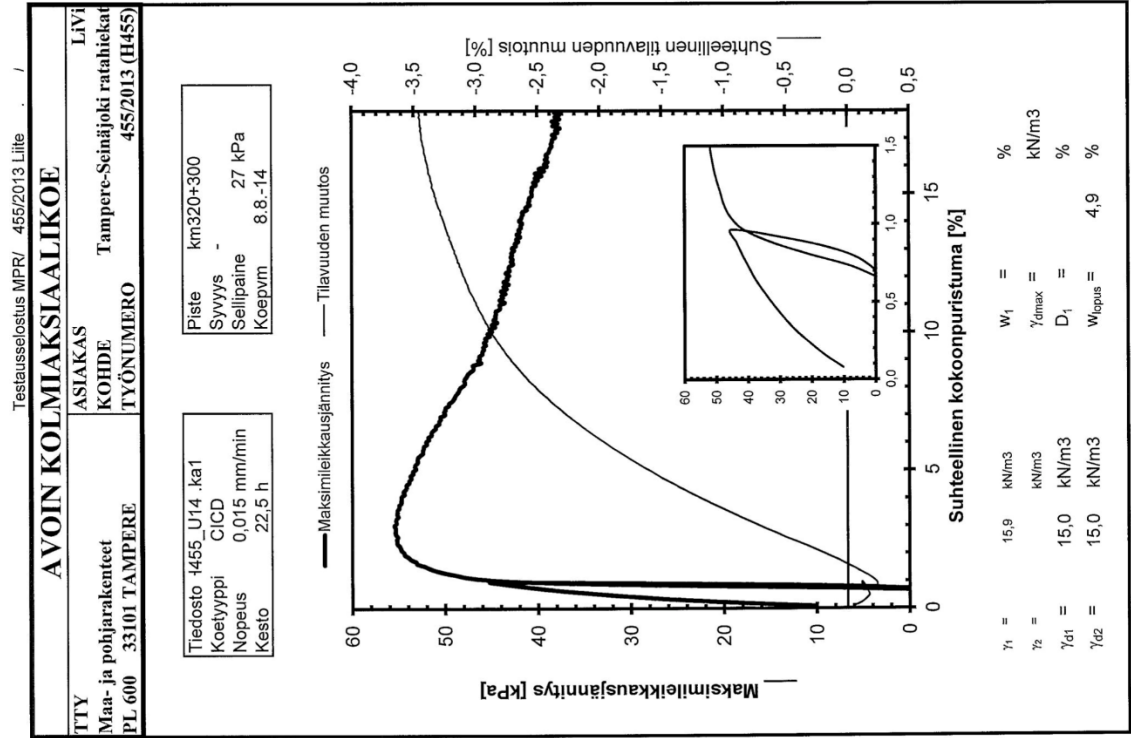
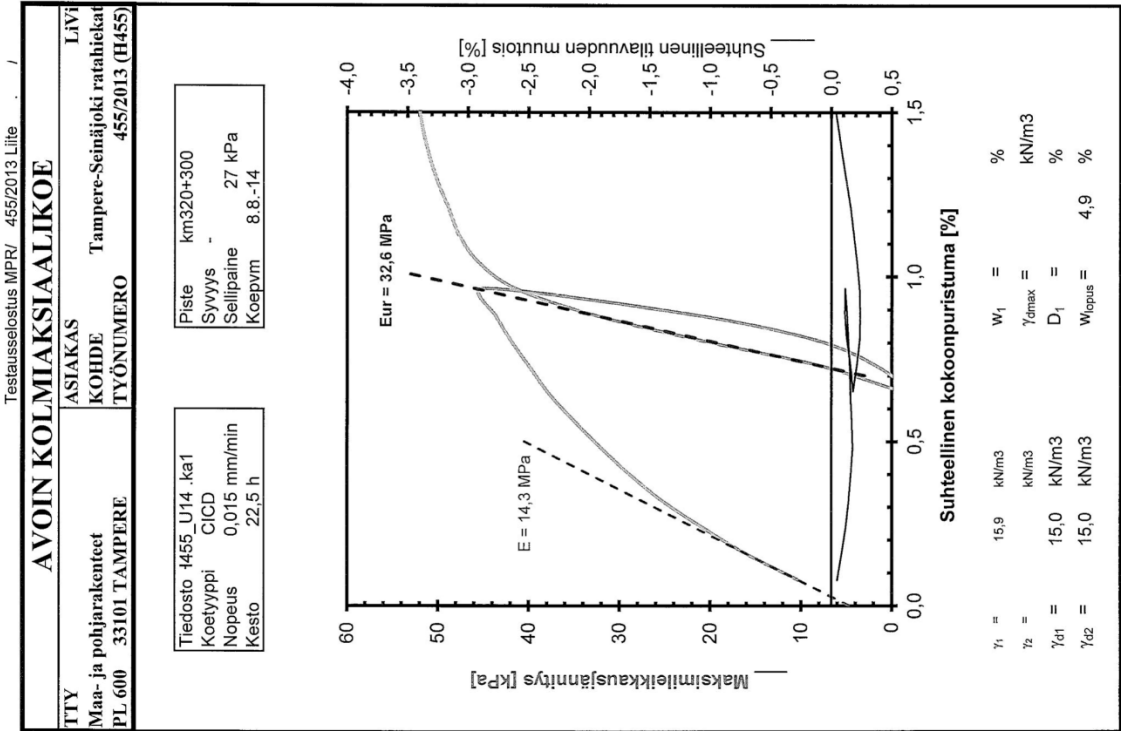
AVOIN KOLMIAKSIALIKOE

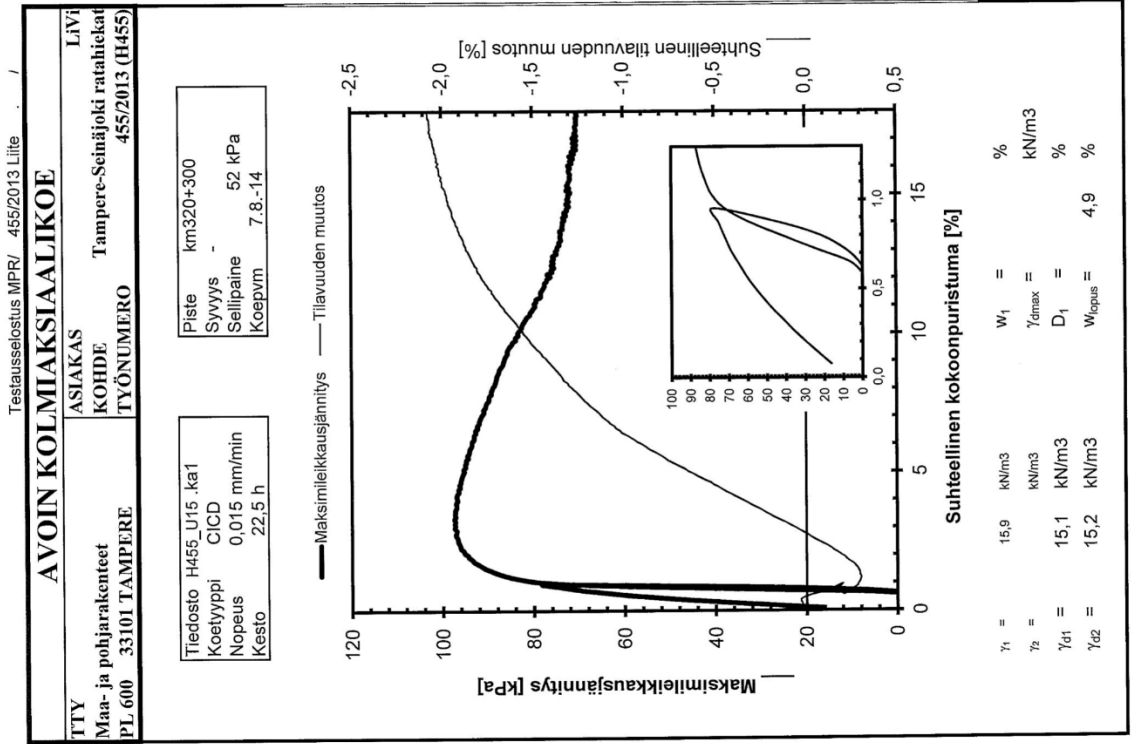
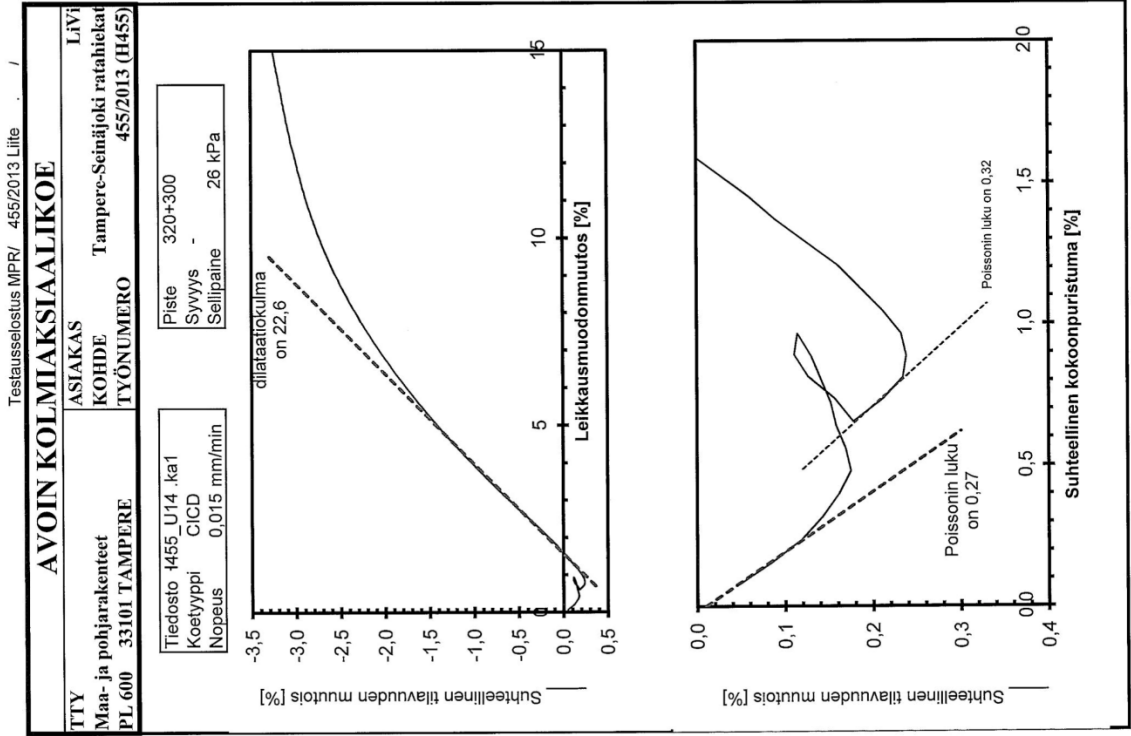
TTY	ASIAKAS	LVI
Maa- ja poliijarakenteet	KOHDE	Tampere-Seinäjoki ratahiekat
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO	455/2013 (H455)

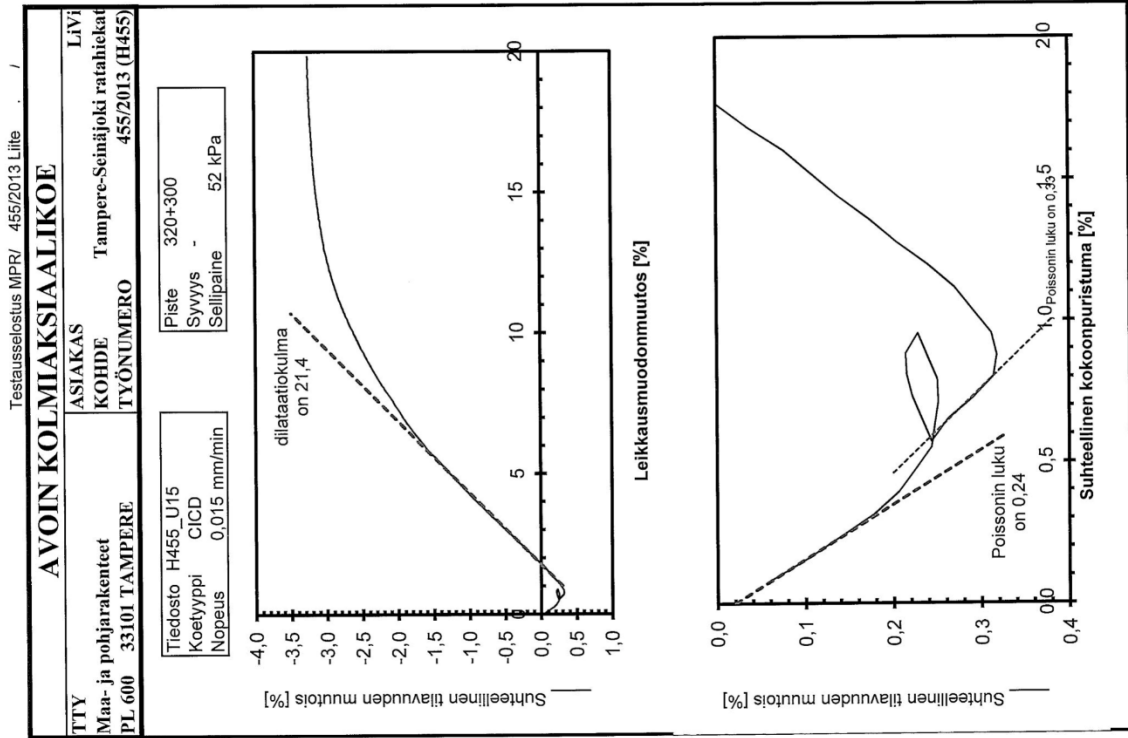
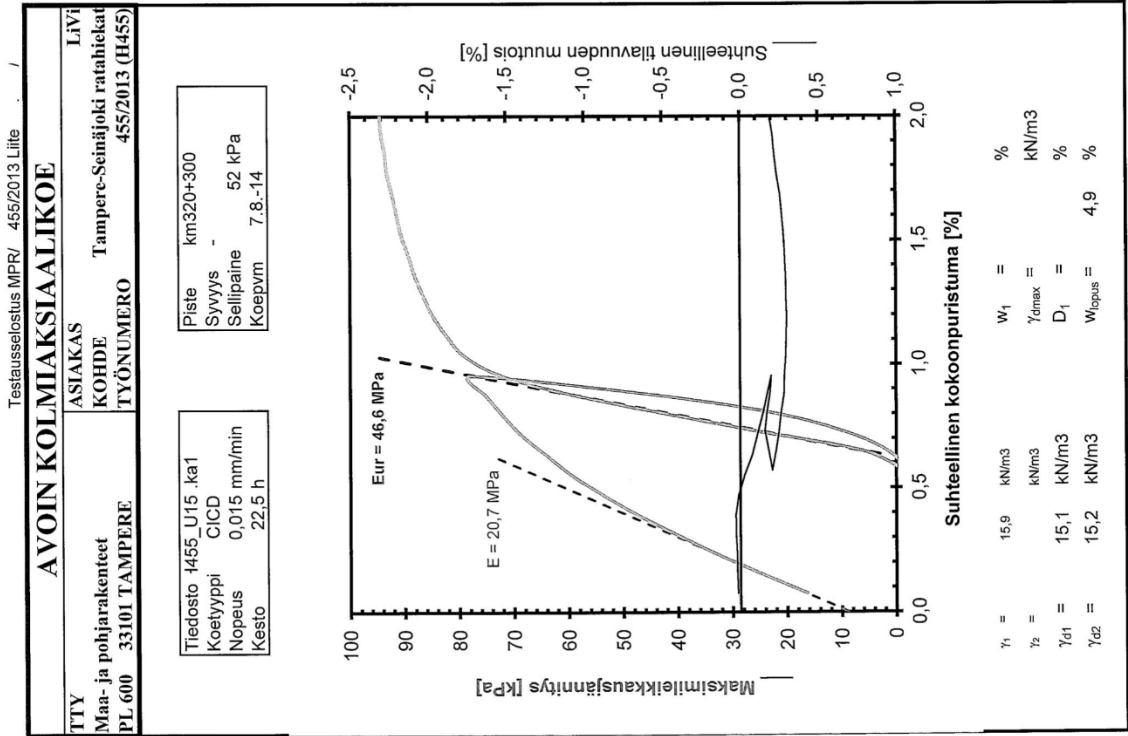
KOKKEEN / KOESELIN N:O	4A	4A	4A
PISTE, PAALU	320+300	320+300	320+300
SYTYYS	[m]	-	-
TIEDOSTO	H455 U14	H455 U15	H455 U16
NOPEUS	[mm/min]	0,015	0,015
pmv 8.8.-14 6.8.-14 4.8.-14			
KOKKEEN ALUISA SULLOTTUNA:			
NÄYTTIEN HALKAISIA	[mm]	51	51
NÄYTTIEN KORKEUS	[mm]	100,4	100,4
[cm**2]	20,43	20,43	20,43
NÄYTTIEN POIKKIP -ALA	[cm**2]	205,10	204,08
NÄYTTIEN TILAVUUS	[g]	332,70	332,70
NÄYTTIEN PAINO	[g]	0,01	0,01
Kokoonpuristuma konsolidoinnissa	[mm]	1,0	2,0
Poistunut vesi konsolidoinnissa	[ml]	331,70	330,70
Nytteen paino konsolidoituneena	[g]	313,06	314,55
Kuivan näytteen paino	[g]	19,64	18,15
VESI	[g]	6,3	5,8
RESISTOITUUS	[g/cm**3]	1,62	1,63
RTTOTIHEYYS	[g/cm**3]	1,59	1,60
TIILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	1,53	1,54
RTTOTIHEYYS	[g/cm**3]	1,53	1,54
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	15,0	15,1
KYLLÄSTYSTASTE Sr, oletus	[g/cm**3]	100,00	100,00
KINTOTIHEYYS	[g/cm**3]	1,69	1,69
HUOKOSLUKU e		0,11	0,10
MINAISTILAVUUS v		1,11	1,10
KINTOTIHEYYS, oletus	[g/cm**3]	2,65	2,65
KYLLÄSTYSTASTE Sr	[g]	22,6	21,3
HUOKOSLUKU e		0,74	0,72
MINAISTILAVUUS v		1,74	1,72
KONSOLIDOITUNEENA:			
TIILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	26,5 kPa	51,5 kPa
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	15,9	16,0
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	15,0	15,2
KOKKEEN LOPUSSA:			
ASTIAN NUMERO		H455 U14	H455 U16
KOSTIEA NÄYTE	[g]	328,52	330,78
Kuivan näytteen paino	[g]	313,06	315,24
RESI		15,46	16,02
RESISTOITUUS	[g]	4,9	5,1

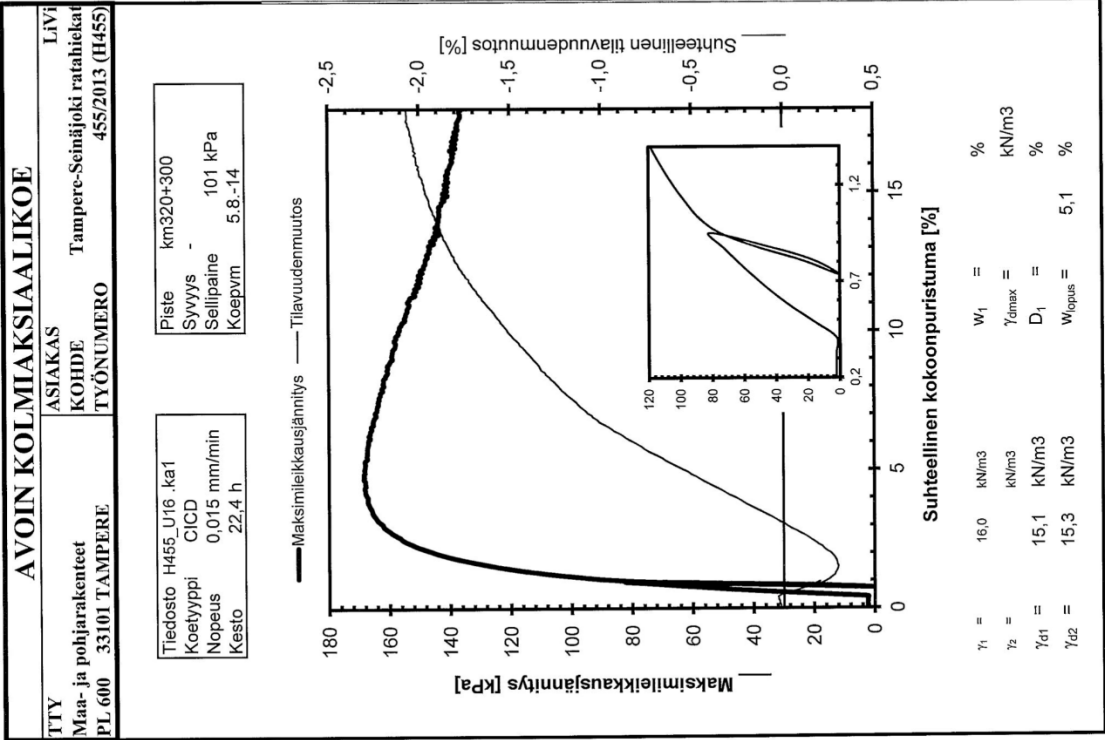
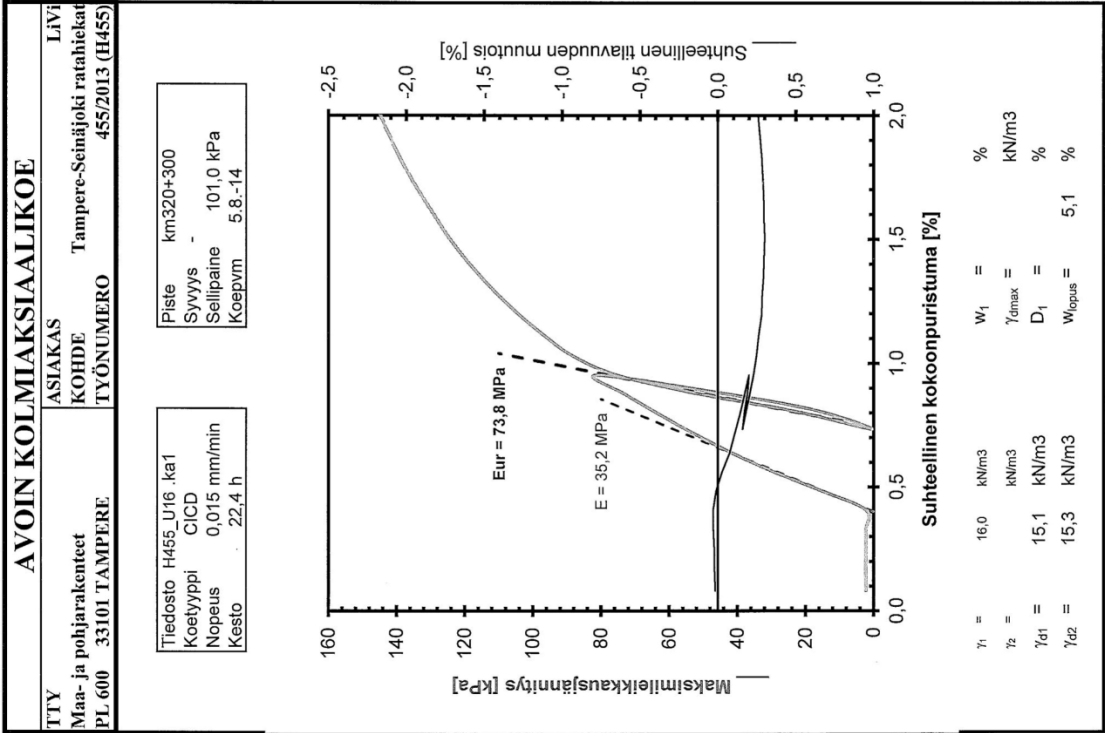
Kokeessa H455_A5 ei ollut syötetty konsolidointimateriaalia, joten kaikkien aineistojen ei saatu tuloksen koedappaleita puretuista.

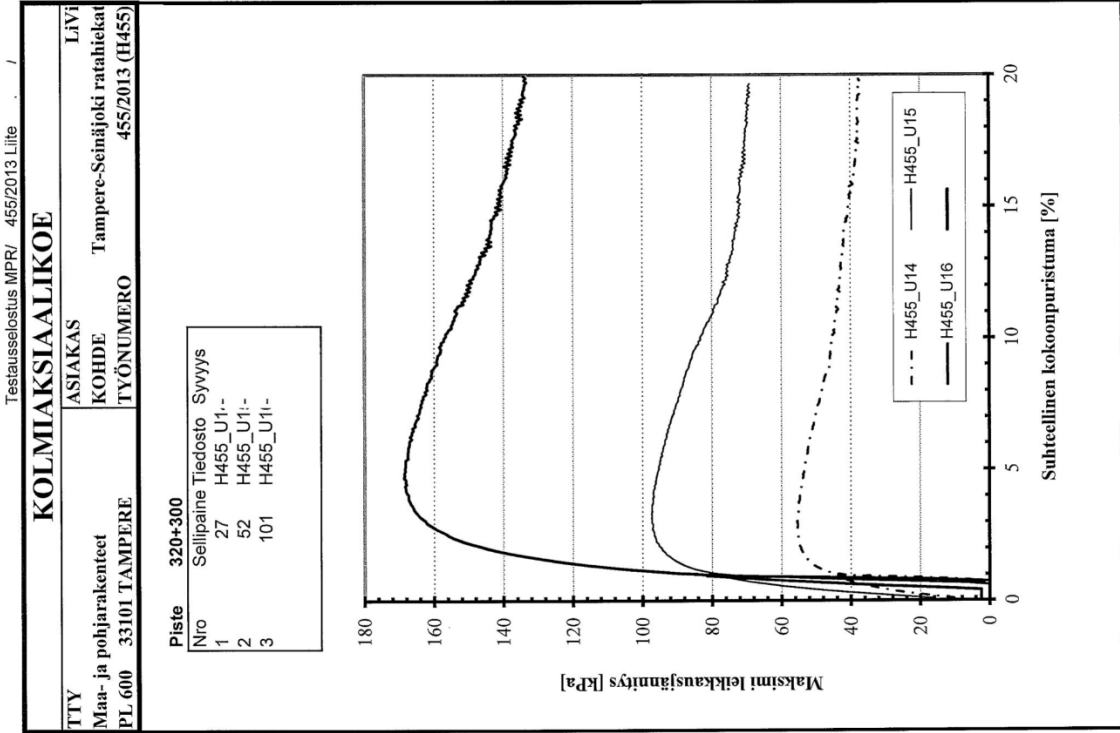
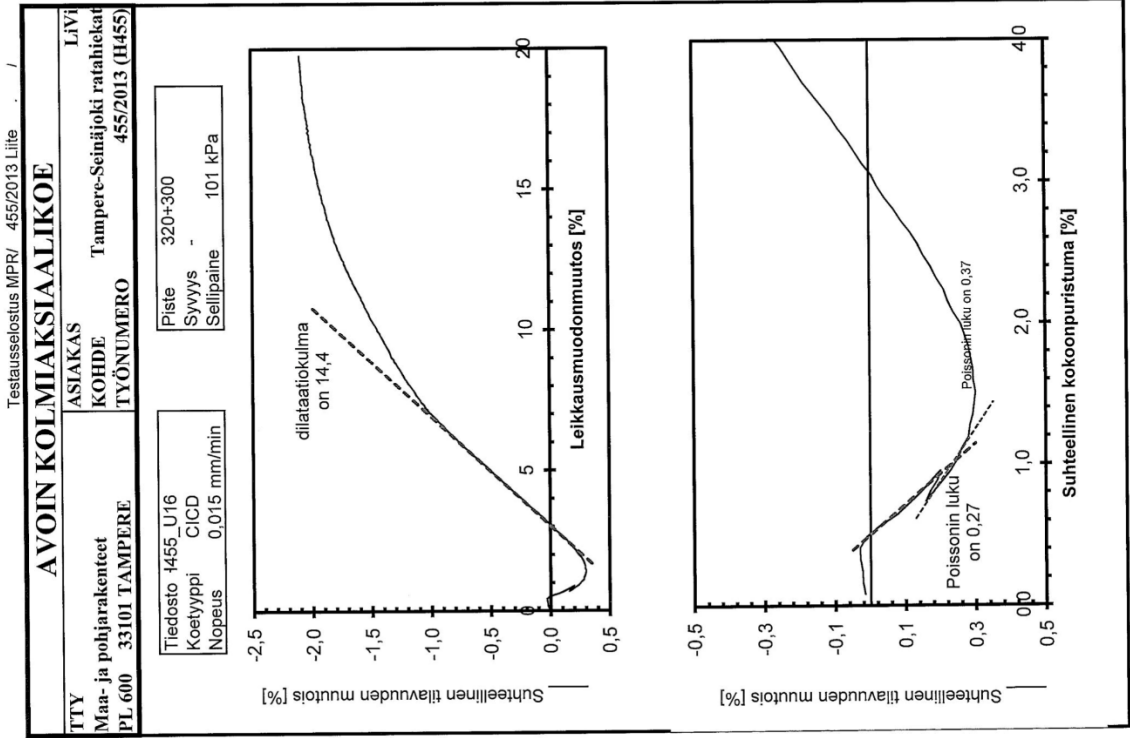
TUTKI:	TAMPERE	PAIVAYS	Elina Lähti
	PAIKKA		Tutkimuspaikkeen, testin yö
TARKASTI:	TAMPERE	PAIVAYS	NUOTTI VUORIMIES
	PAIKKA		

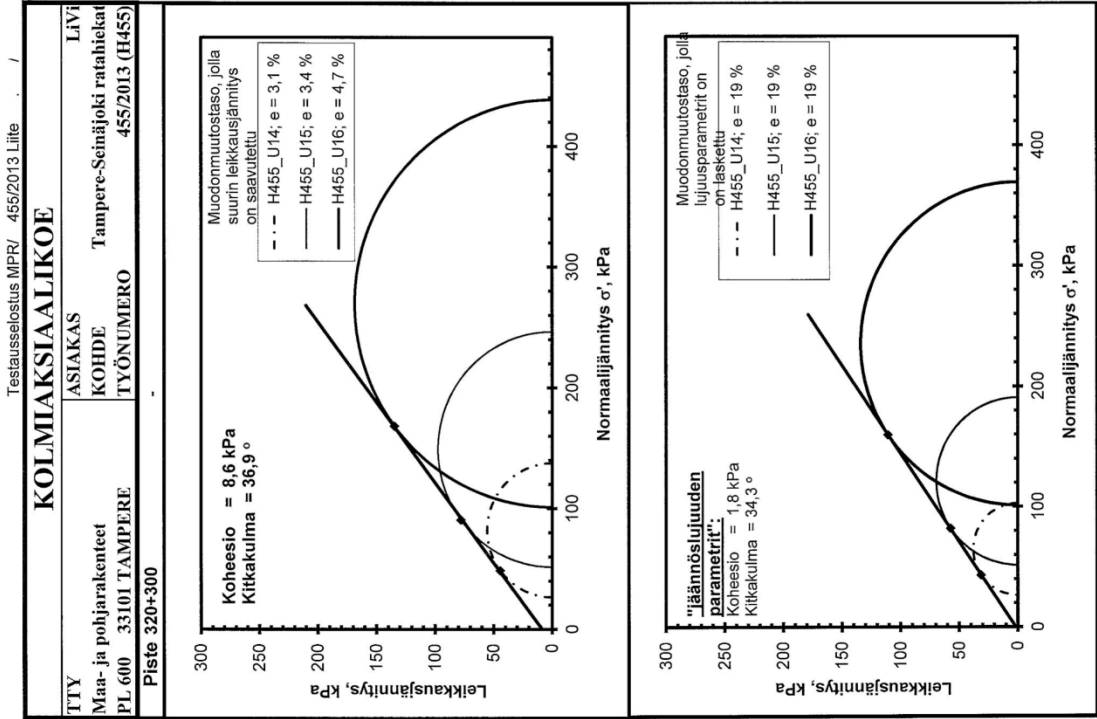
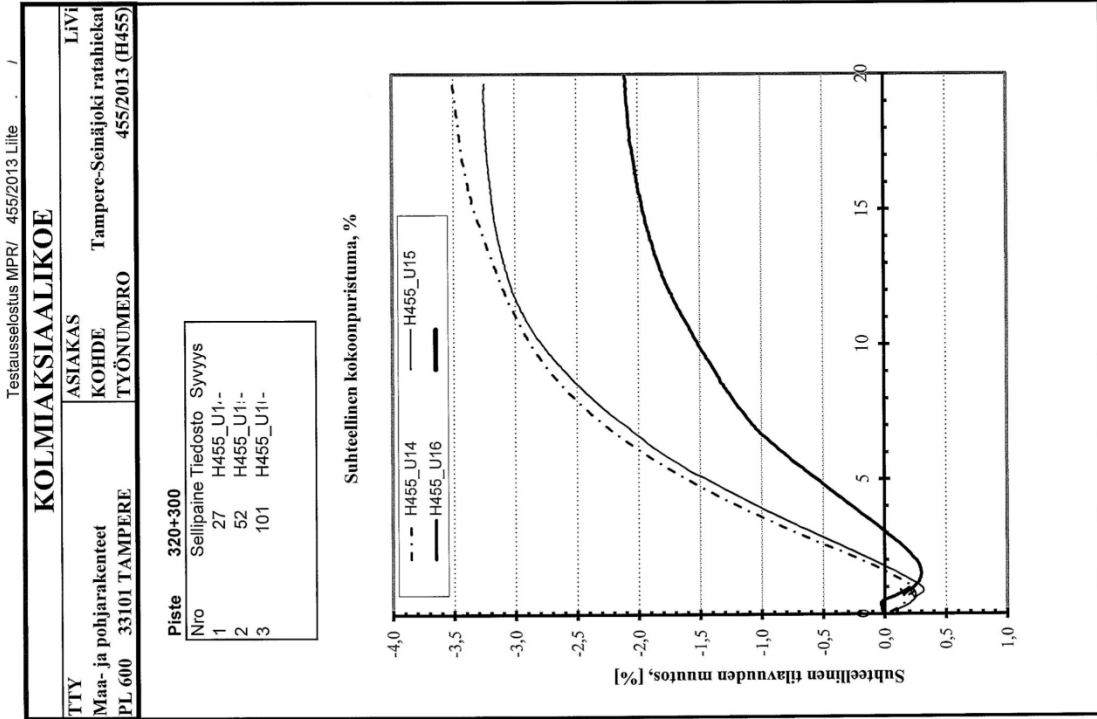












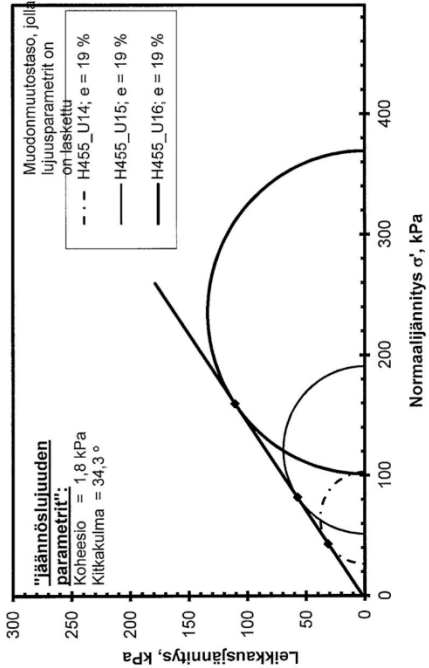
"Jäännöslujuuden parametrit":
Koheesio = 8,6 kPa
Kitkakulma = 36,9 °

Muodonmuutos, jolla lujuusparametrit on laskettu

H455_U14; e = 3,1 %

H455_U15; e = 3,4 %

H455_U16; e = 4,7 %



"Jäännöslujuuden parametrit":
Koheesio = 1,8 kPa
Kitkakulma = 34,3 °

Muodonmuutos, jolla lujuusparametrit on laskettu

H455_U14; e = 19 %

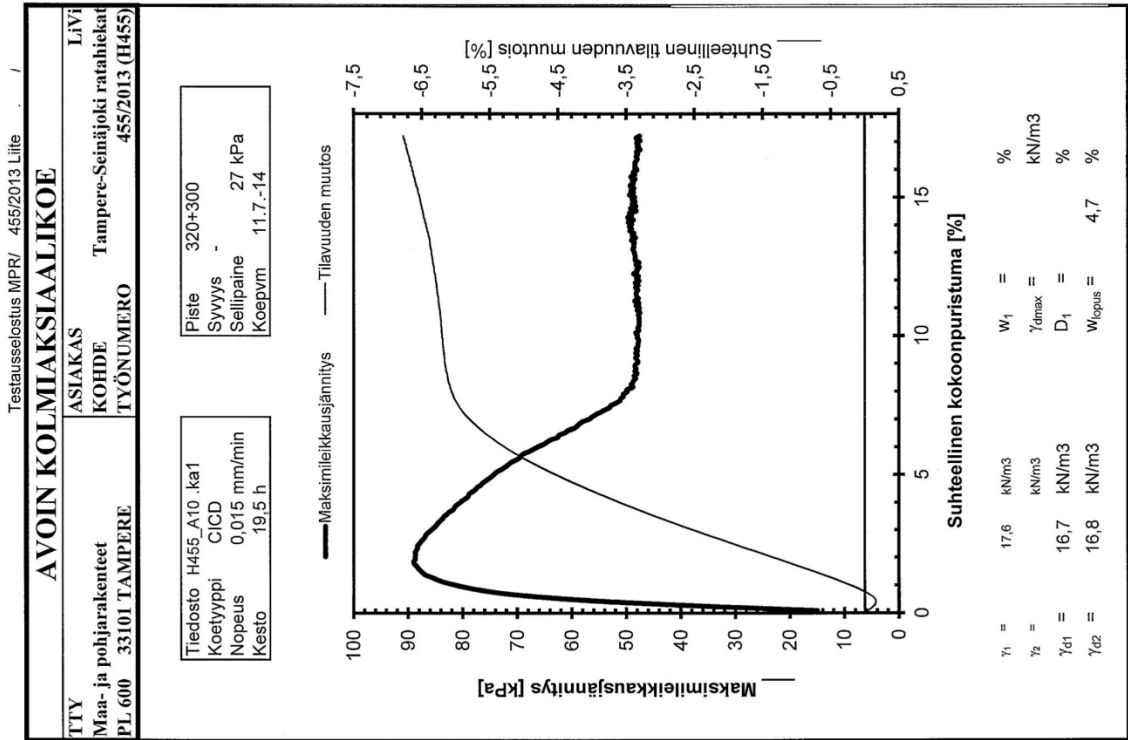
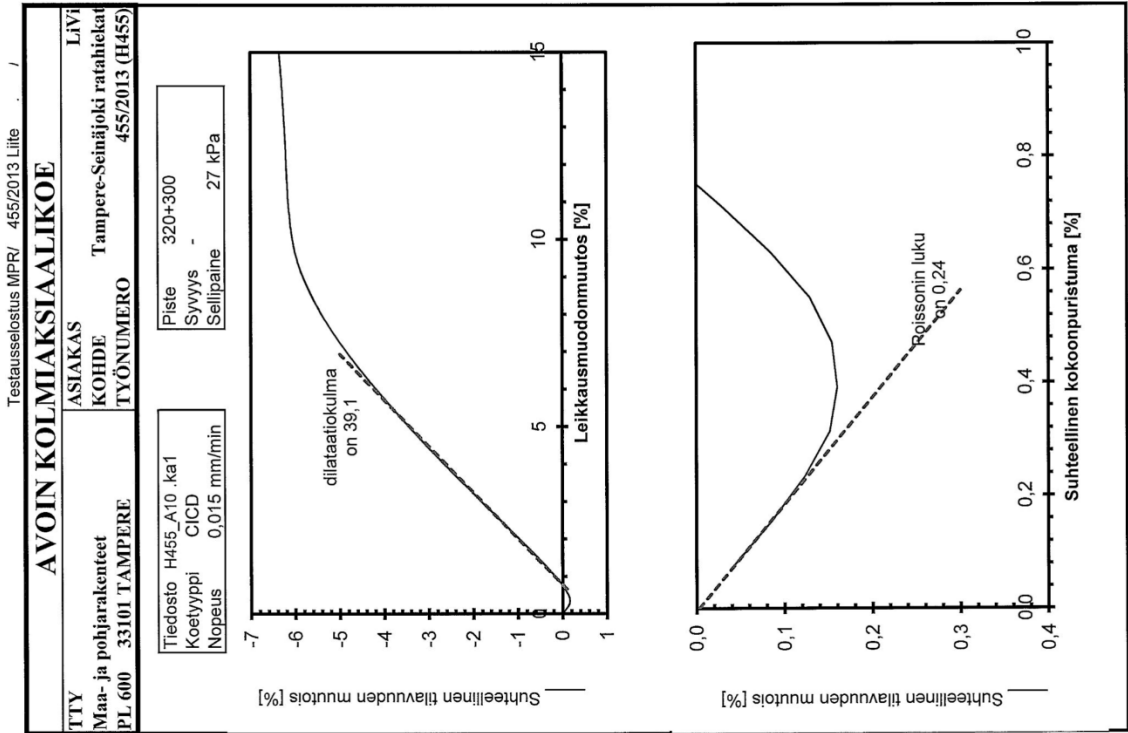
H455_U15; e = 19 %

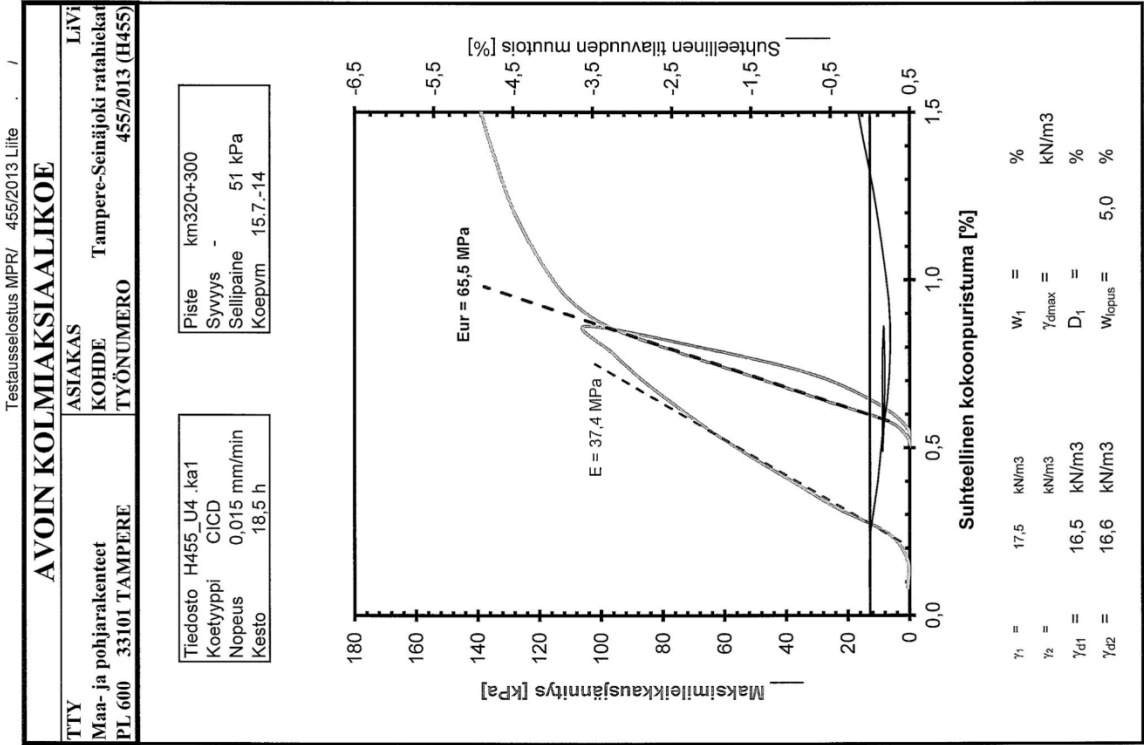
H455_U16; e = 19 %

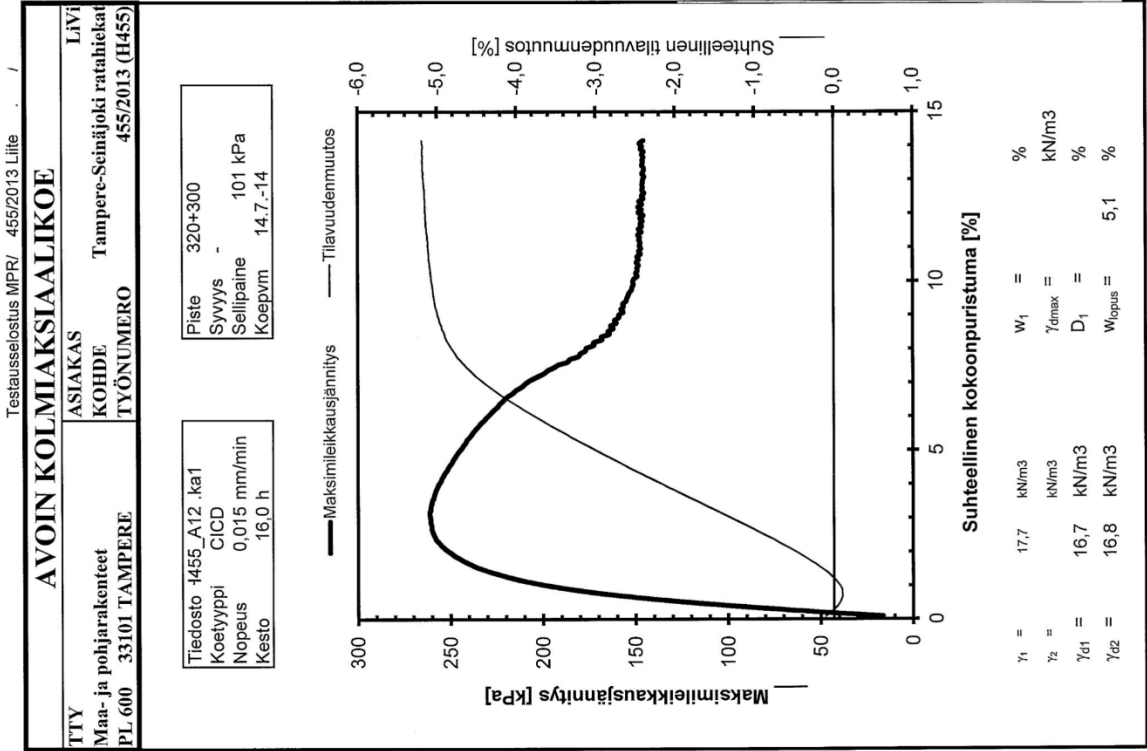
Liite 5. Kolmiaksaalikokeiden tulokset: P90, tiivis.

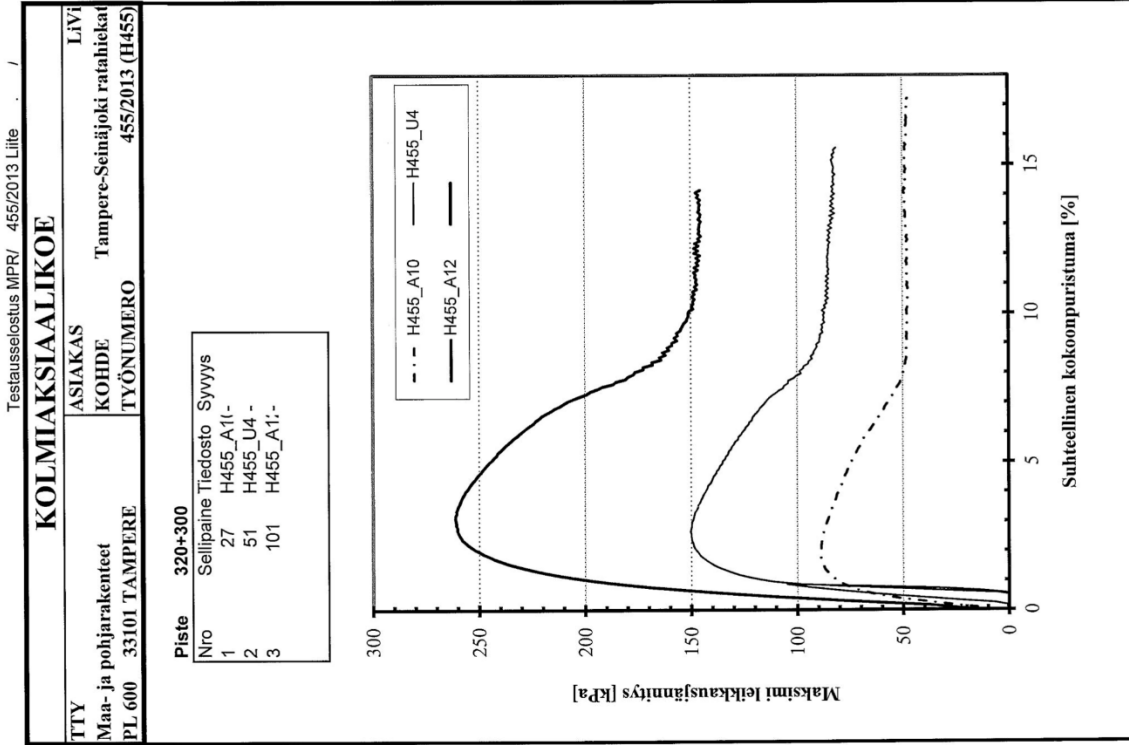
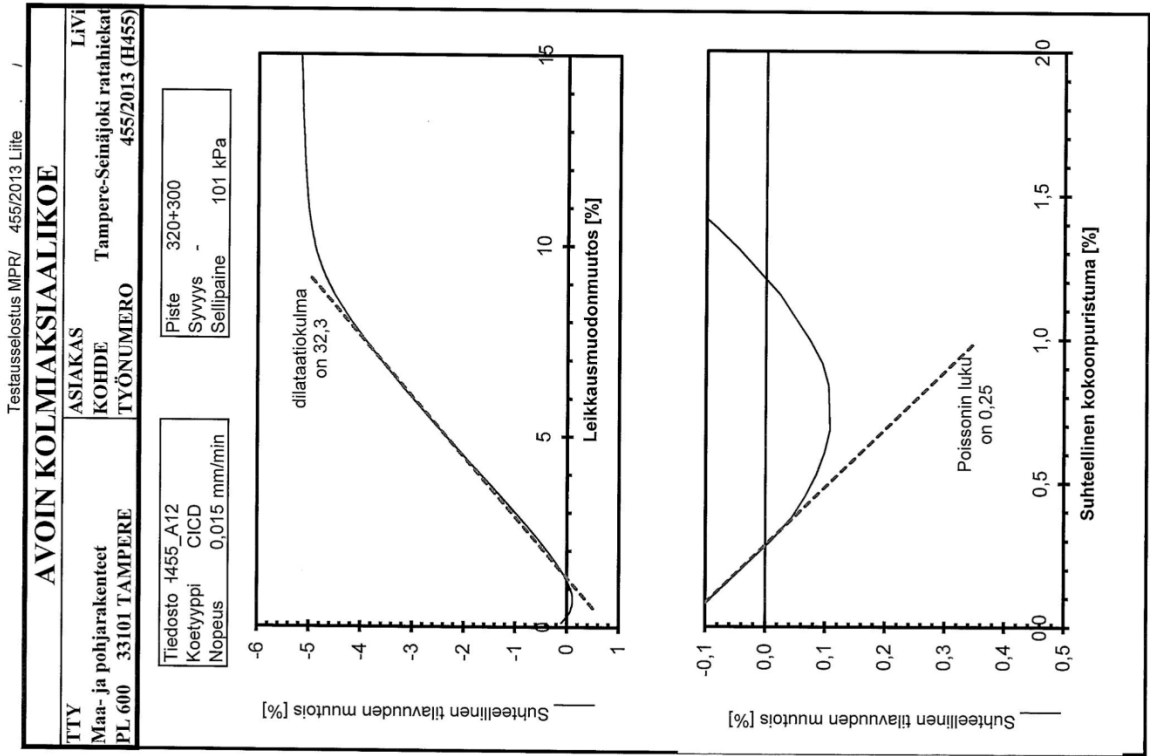
Testausseloistus MPR/ 455/2013 Liite									
AVOIN KOLMIAKSIAALIKOE									
TTY	ASIAKAS			LIV					
Maa- ja pohjarakenteet	KOHDIE			Tampere-Seinäjoki ratahiekat					
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO			455/2013 (H455)					
KOKEEN / KOESSELIN N:o	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A
PISTE, PAALU	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300
SYVYYS	[m]	-	-	-	-	-	-	-	-
TIEDOSTO		H455 A10	H455 U4	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12
NOPEUS	[mm/min]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015
KOKOEN ALUSSA SULLOTTUNA:									
NÄYTTEEN HALKAISUJA	[mm]	51	51	51	51	51	51	51	51
NÄYTTEEN KORKEUS	[mm]	101,4	101,4	101,4	101,4	101,4	101,4	101,4	101,4
NÄYTTEEN POIKKIP-ALA	[cm**2]	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43
NÄYTTEEN TILAVUUS	[cm**3]	207,96	207,96	207,96	207,96	207,96	207,96	207,96	207,96
NÄYTTEEN PAINO	[g]	373,80	370,50	374,00	374,00	374,00	374,00	374,00	374,00
Kokooputistama konsolidoinnissa	[mm]	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Poistunut vesi konsolidoinnissa	[ml]	2,0	1,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Näytteen paino konsolidoinneena	[g]	371,80	369,50	372,00	372,00	372,00	372,00	372,00	372,00
Kuivan näytteen paino	[g]	352,99	349,33	352,65	352,65	352,65	352,65	352,65	352,65
YESI	[g]	20,81	21,17	21,35	21,35	21,35	21,35	21,35	21,35
VESIPITOISUUS	[g/cm**3]	5,9	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1
IRTOITHEYS	[g/cm**3]	1,80	1,79	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	17,6	17,5	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7
KUIVA IRTOITHEYS	[g/cm**3]	1,70	1,69	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	16,7	16,5	16,7	16,7	16,7	16,7	16,7	16,8
KYLLÄSTYSASTE Sr, oletus	[g/cm**3]	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
KIINTOTHEYS	[g/cm**3]	1,89	1,88	1,89	1,89	1,88	1,86	1,88	1,88
HUKOSLUKU e		0,11	0,11	0,11	0,11	0,10	0,09	0,10	0,10
OMINAISTILAVUUS v		1,11	1,11	1,11	1,11	1,09	1,09	1,10	1,10
KIINTOTHEYS, oletus	[g/cm**3]	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65
KYLLÄSTYSASTE Sr	[g/cm**3]	27,8	28,1	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6
HUKOSLUKU e	[g]	0,56	0,57	0,56	0,56	0,56	0,56	0,55	0,55
OMINAISTILAVUUS v		1,56	1,57	1,56	1,56	1,54	1,56	1,55	1,55
KONSOLIDOITUNEENA:									
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	17,7	17,6	17,7	17,7	17,7	17,6	17,7	17,7
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	16,8	16,6	16,8	16,8	16,8	16,8	17,0	17,0
KOKOEN LOPUSSA:									
ASTIAN NUMERO		H455 A10	H455 U4	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12
KOSTEA NÄYTE	[g]	369,70	366,83	370,62	370,62	370,62	370,62	370,62	370,62
Kuivan näytteen paino	[g]	352,99	349,33	352,65	352,65	352,65	352,65	352,65	352,65
YESI	[g]	16,71	17,50	17,97	17,97	17,97	17,97	17,97	17,97
VESIPITOISUUS	[g]	4,7	5,0	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1
Ilman kaikkia aineita ei saatu talleen koealppalettia purettuina.									
TUTKI:	TAMPERE PAIKKA	PAIVAYS	Elina Lätti Tutkimuspalanen						
TARKASTI:	TAMPERE PAIKKA	PAIVAYS	NUUTTI VUORIMIES Projektipäällikkö, DI						

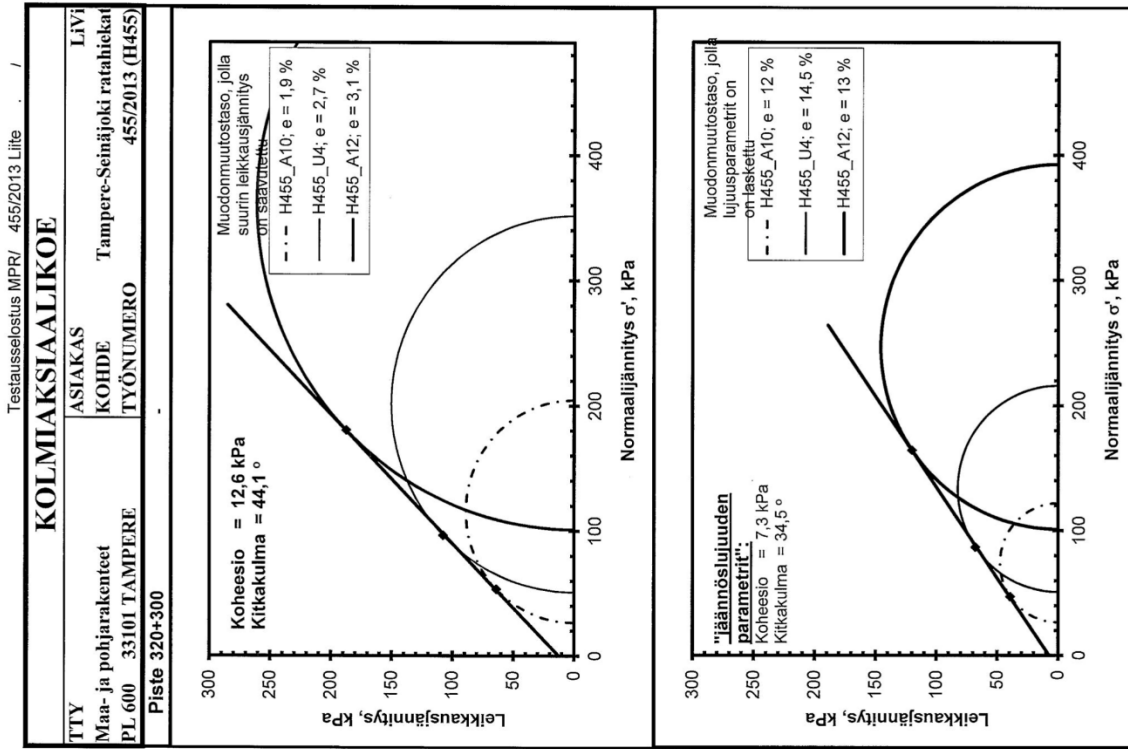
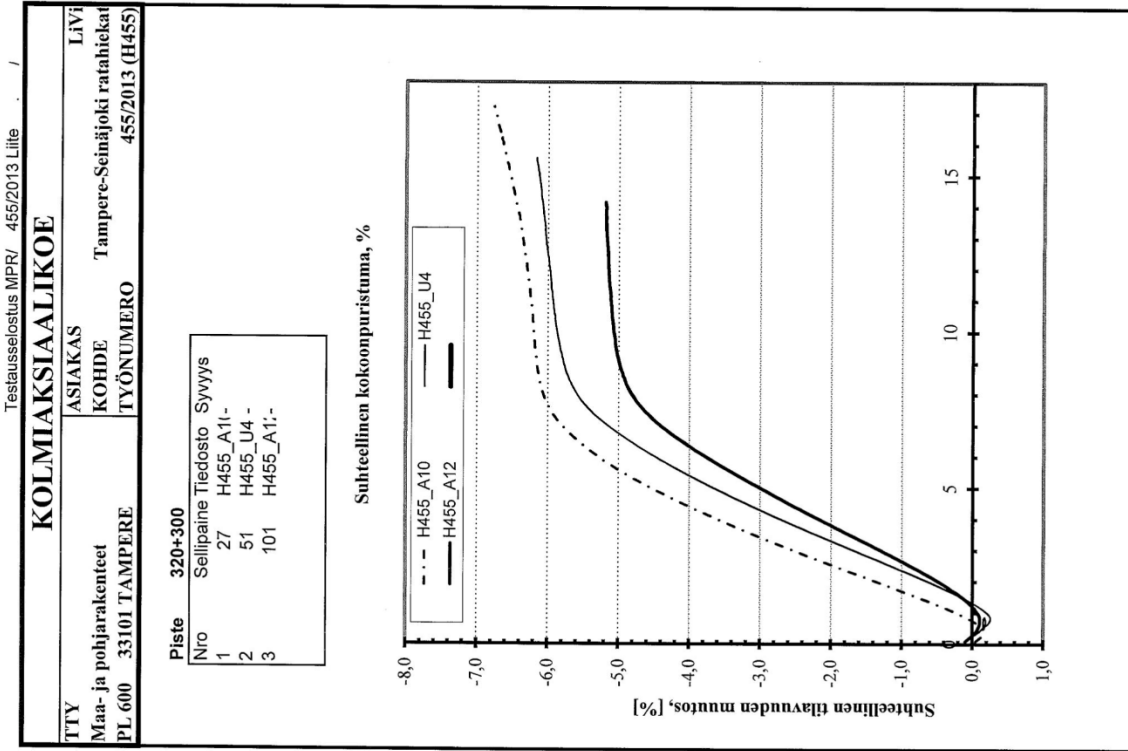
Testausseloistus MPR/ 455/2013 Liite									
AVOIN KOLMIAKSIAALIKOE									
TTY	ASIAKAS			LIV					
Maa- ja pohjarakenteet	KOHDIE			Tampere-Seinäjoki ratahiekat					
PL 600 33101 TAMPERE	TYÖNUMERO			455/2013 (H455)					
KOKEEN / KOESSELIN N:o	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A	4A
PISTE, PAALU	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300	320+300
SYVYYS	[m]	-	-	-	-	-	-	-	-
TIEDOSTO		H455 A10	H455 U4	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12
NOPEUS	[mm/min]	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015
KOKOEN ALUSSA SULLOTTUNA:									
NÄYTTEEN HALKAISUJA	[mm]	51	51	51	51	51	51	51	51
NÄYTTEEN KORKEUS	[mm]	101,8	101,4	101,4	101,4	101,4	101,4	101,4	101,4
NÄYTTEEN POIKKIP-ALA	[cm**2]	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43
NÄYTTEEN TILAVUUS	[cm**3]	207,96	207,14	207,14	207,25	207,25	207,25	207,25	207,25
NÄYTTEEN PAINO	[g]	373,80	370,50	374,00	374,00	374,00	374,00	374,00	374,00
Kokooputistama konsolidoinnissa	[mm]	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Poistunut vesi konsolidoinnissa	[ml]	2,0	1,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Näytteen paino konsolidoinneena	[g]	371,80	369,50	372,00	372,00	372,00	372,00	372,00	372,00
Kuivan näytteen paino	[g]	352,99	349,33	352,65	352,65	352,65	352,65	352,65	352,65
YESI	[g]	20,81	21,17	21,35	21,35	21,35	21,35	21,35	21,35
VESIPITOISUUS	[g/cm**3]	5,9	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1	6,1
IRTOITHEYS	[g/cm**3]	1,80	1,79	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	17,6	17,5	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7
KUIVA IRTOITHEYS	[g/cm**3]	1,70	1,69	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	16,7	16,5	16,7	16,7	16,7	16,7	16,7	16,8
KYLLÄSTYSASTE Sr, oletus	[g/cm**3]	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
KIINTOTHEYS	[g/cm**3]	1,89	1,88	1,89	1,89	1,88	1,86	1,88	1,88
HUKOSLUKU e		0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,10	0,11	0,11
OMINAISTILAVUUS v		1,11	1,11	1,11	1,11	1,11	1,09	1,10	1,10
KIINTOTHEYS, oletus	[g/cm**3]	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65
KYLLÄSTYSASTE Sr	[g/cm**3]	27,8	28,1	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6	28,6
HUKOSLUKU e	[g]	0,56	0,57	0,56	0,56	0,56	0,56	0,55	0,55
OMINAISTILAVUUS v		1,56	1,57	1,56	1,56	1,54	1,56	1,55	1,55
KONSOLIDOITUNEENA:									
TILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	17,7	17,6	17,7	17,7	17,7	17,6	17,7	17,7
KUIVATILAVUUSPAINO	[kN/m**3]	16,8	16,6	16,8	16,8	16,8	16,8	17,0	17,0
KOKOEN LOPUSSA:									
ASTIAN NUMERO		H455 A10	H455 U4	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12	H455 A12
KOSTEA NÄYTE	[g]	369,70	366,83	370,62	370,62	370,62	370,62	370,62	370,62
Kuivan näytteen paino	[g]	352,99	349,33	352,65	352,65	352,65	352,65	352,65	352,65
YESI	[g]	16,71	17,50	17,97	17,97	17,97	17,97	17,97	17,97
VESIPITOISUUS	[g]	4,7	5,0	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1	5,1
Ilman kaikkia aineita ei saatu talleen koealppalettia purettuina.									
TUTKI:	TAMPERE PAIKKA	PAIVAYS	Elina Lätti Tutkimuspalanen						
TARKASTI:	TAMPERE PAIKKA	PAIVAYS	NUUTTI VUORIMIES Projektipäällikkö, DI						











Liite 6. Bender element –kokeiden tulokset: P86, löyhä.**BENDER ELEMENT AND RESONANT COLUMN -KOE**

TTY
Maa- ja pohjarakenteet
PL 600 33101 TAMPERE

ASIAKAS
KOHDE
TYÖNUMERO
PVM

LiVi
Tampere-Seinäjoki Bender -kokeet
455/2014
11.6.14

Näytteen numero H455_BE3
Piste km314+707
Korkeustaso [m]
Maalaji ratahiekkä

Paalu km314+707
Syvyys [m] m

NÄYTE KOKEEN ALUSSA

Halkaisija 51,0 mm
Pituus 98,0 mm
Paino 280,0 g
Kuivapaino 257,8 g
Vesipitoisuus 8,6 %
Kyllästysaste 22 %

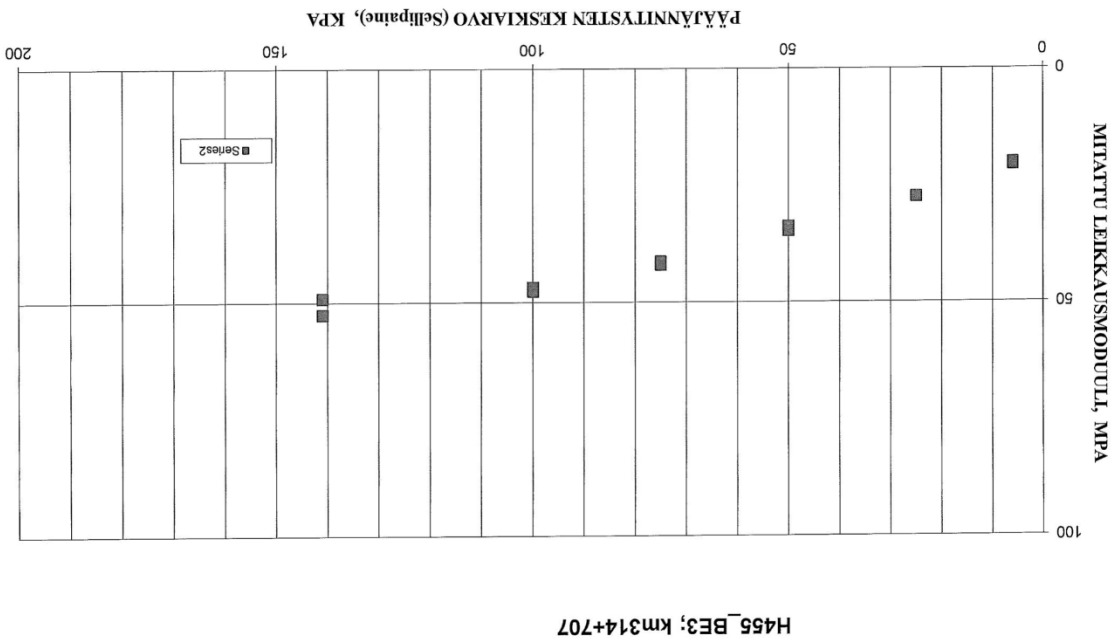
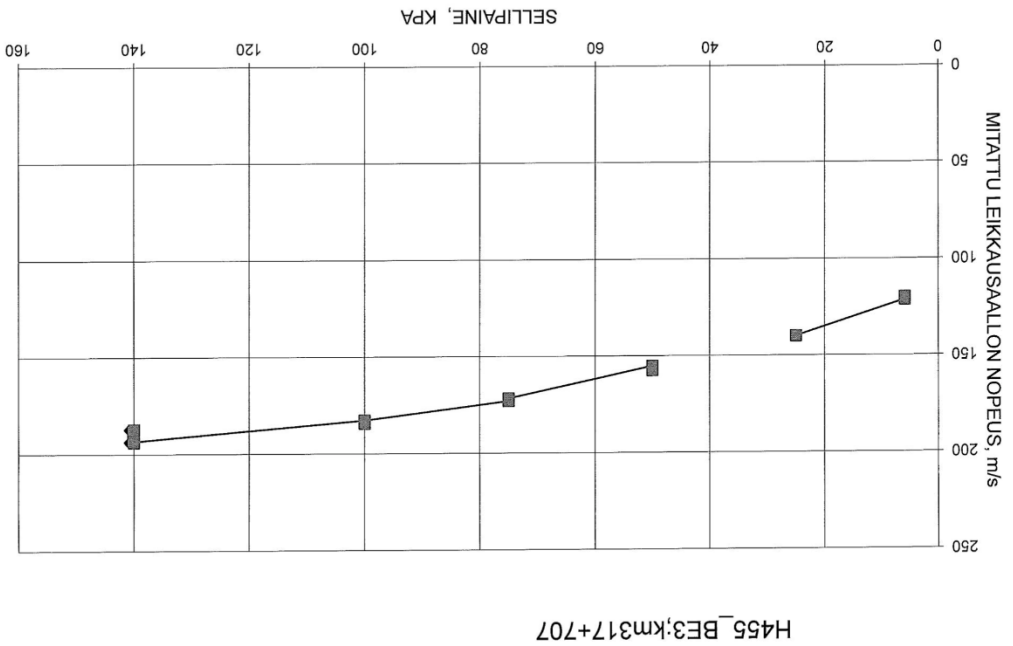
Tilavuus 200 cm³
Irtotiheys 1399 kg/m³
Kuivairtoteiheys 1288 kg/m³
Max. kuivairtoteiheys kg/m³
Oletettu kiintoteiheys 2650 kg/m³

KOKEEN LOPUSSA

Paino 279,1
Kuivapaino 256,9
Vesipitoisuus 8,6 %

Huokosluku 1,058

NÄYTE							BENDER ELEMENT	RESONANT COLUMN			
Selli- paine kPa	Deviatorinen jännitys kPa	Koe-/Konso- lidointiaika vrk t:mm	Irtotiheys kg/m ³	Vesi- pitoisuus w %	Kuivairto- tiheys kg/m ³		Leikkaus- moduuli G MPa	Muodon- muutos γ	Leikkaus- moduuli G MPa	Vaimennussuhde Dmmf %	Dlog %
0	0	0 0:00	1399	8,6 %	1288						
6	0	0 0:55	1399	8,6 %	1288		20,1				
6	0	0 0:56	1399	8,6 %	1288		20,6				
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
25	0	0 1:55	1399	8,6 %	1288		27,4				
0	0	0 1:55	1399	8,6 %	1288						
50	0	0 3:10	1399	8,6 %	1288		34,7				
50	0	0 3:15	1399	8,6 %	1288		33,7				
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
75	0	0 20:10	1399	8,6 %	1288		41,3				
75	0	0 20:15	1399	8,6 %	1288		41,9				
100	0	0 21:30	1399	8,6 %	1288		46,8				
100	0	0 21:35	1399	8,6 %	1288		46,8				
100	0	0 21:40	1399	8,6 %	1288		47,5				
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
	0			8,6 %							
140	0	0 22:45	1399	8,6 %	1288		52,5				
140	0	0 22:50	1399	8,6 %	1288		49,1				
TUTKI:							Nuutti Vuorimies Projektipäällikkö, DI				
							päiväys				



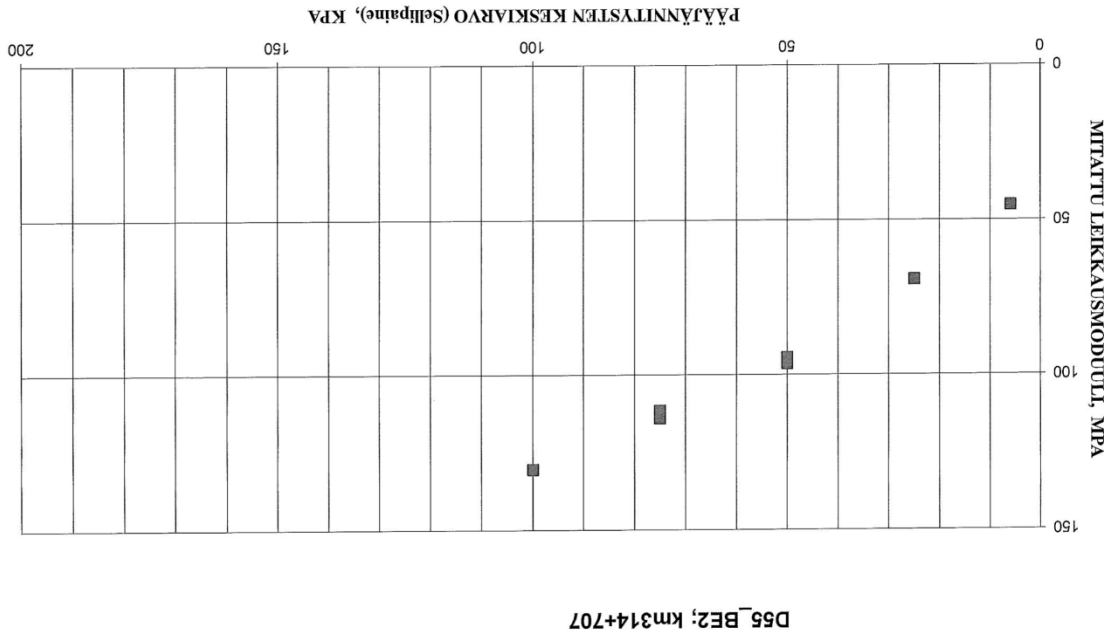
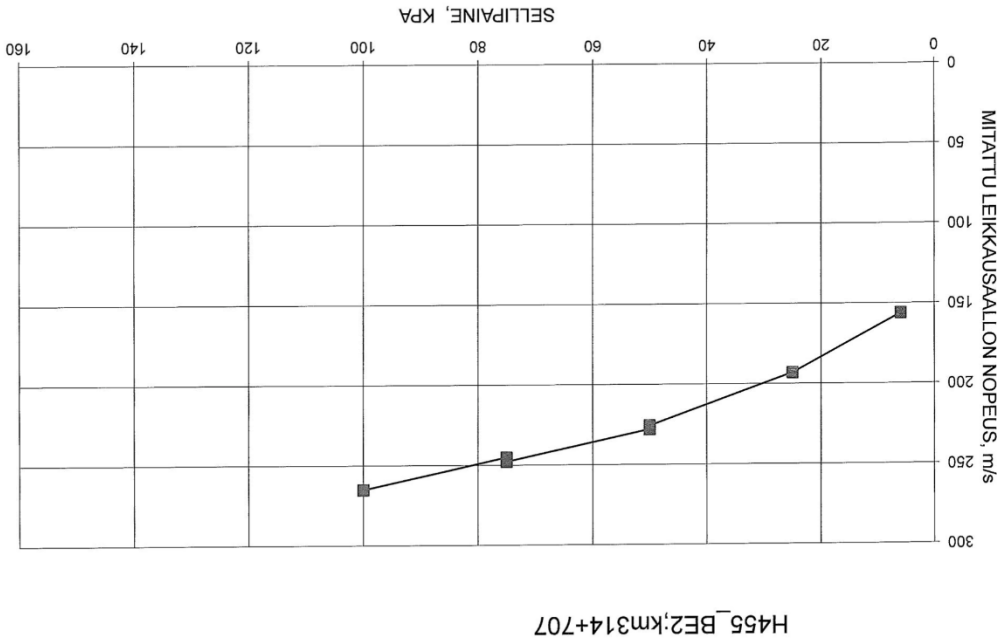
NÄYTE								BENDER ELEMENT		RESONANT COLUMN						
Selli-paine	Deviatorinen jännitys	Koe-/Konso-lidointiaika		Irto-tiheys	Vesi-pitoisuus	Kuivairto-tiheys	Leikkaus-moduuli	Muodon-muutos	Leikkaus-moduuli	Vaimennussuhde						
kPa	kPa	vrk	t:mm	kg/m^3	w	%	kg/m^3	G	MPa	γ	G	MPa	Dmmf	%	Dlog	%
0	0	0	0:00	1854	9,3	%	1695									
6	0	0	19:25	1854	9,3	%	1695	45,2								
6	0	0	19:30	1854	9,3	%	1695	45,2								
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
25	0	0	20:40	1854	9,3	%	1695	69,2								
25	0	0	20:40	1854	9,3	%	1695	69,2								
50	0	0	22:25	1854	9,3	%	1695	94,5								
50	0	0	22:30	1854	9,3	%	1695	96,4								
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
75	0	0	23:25	1854	9,3	%	1695	113,9								
75	0	0	23:30	1854	9,3	%	1695	111,4								
100	0	1	1:10	1854	9,3	%	1695	130,3								
100	0	1	1:10	1854	9,3	%	1695	130,3								
0	0	1	1:15	1854	9,3	%	1695									
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
	0				9,3	%										
0	0	1	2:15	1854	9,3	%	1695									
0	0	1	2:15	1854	9,3	%	1695									

TUTKI:

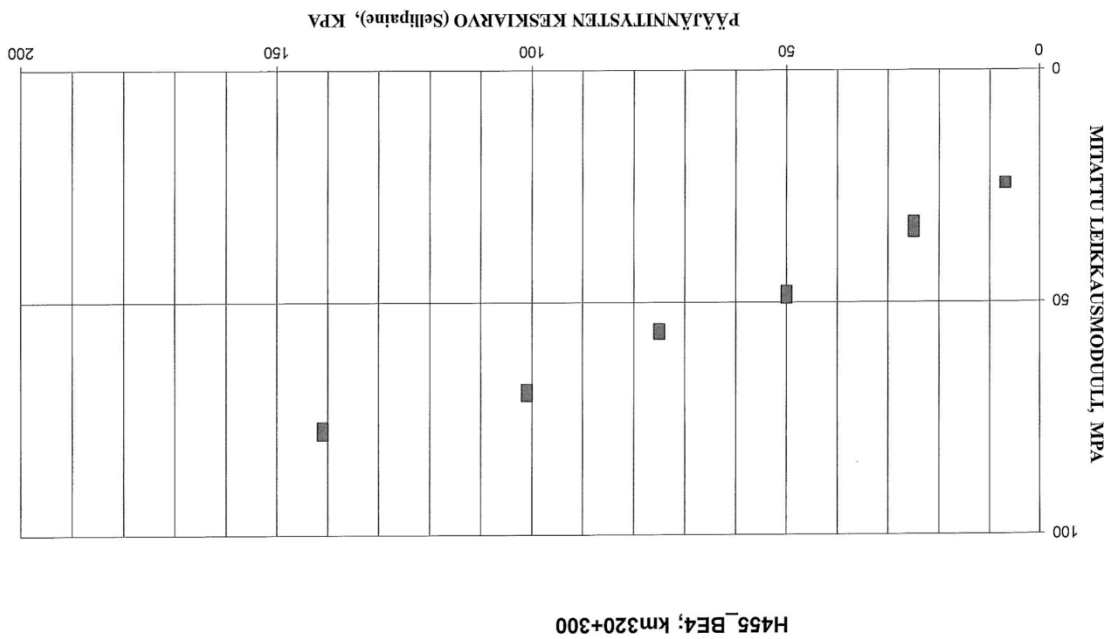
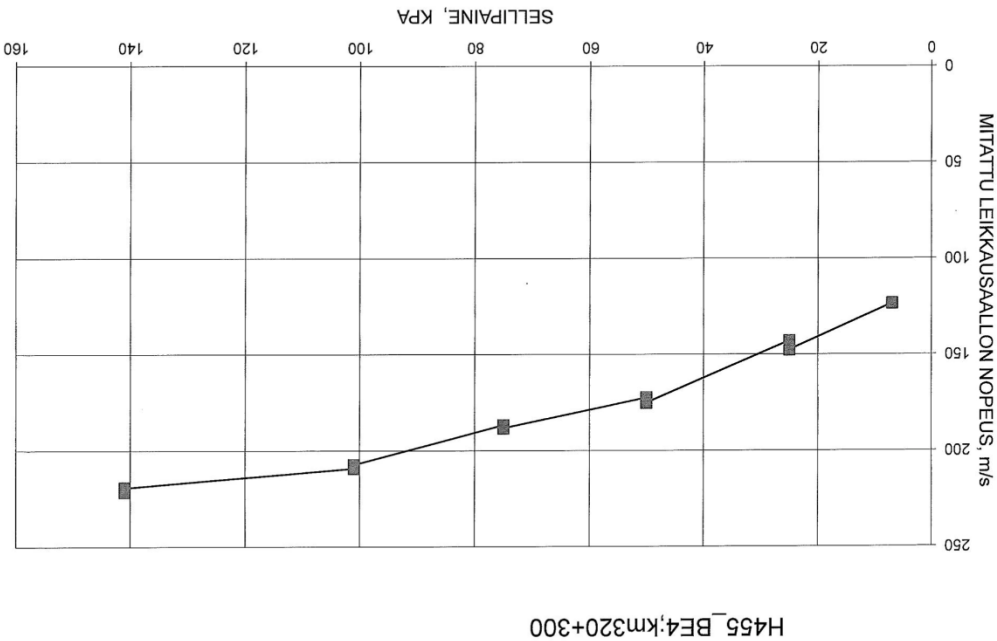
päiväys

Nuutti Vuorimies

Projektiäällikkö, DI



Nuutti Vuorimies



Liite 9. Bender element –kokeiden tulokset: P90, tiivis.**BENDER ELEMENT AND RESONANT COLUMN -KOE**

TTY
Maa- ja pohjarakenteet
PL 600 33101 TAMPERE

ASIAKAS
KOHDE
TYÖNUMERO
PVM

LiVi
Tampere-Seinäjoki Bender -kokeet
455/2014
18.7.14

Näytteen numero H455_BE7
Piste km320+300
Korkeustaso [m]
Maalaji ratahiekkä

Paalu
Syvyys [m] km320+300 m

NÄYTE KOKEEN ALUSSA

Halkaisija 51,0 mm
Pituus 107,5 mm
Paino 376,2 g
Kuivapaino 351,5 g
Vesipitoisuus 7,0 %
Kyllästysaste 28 %

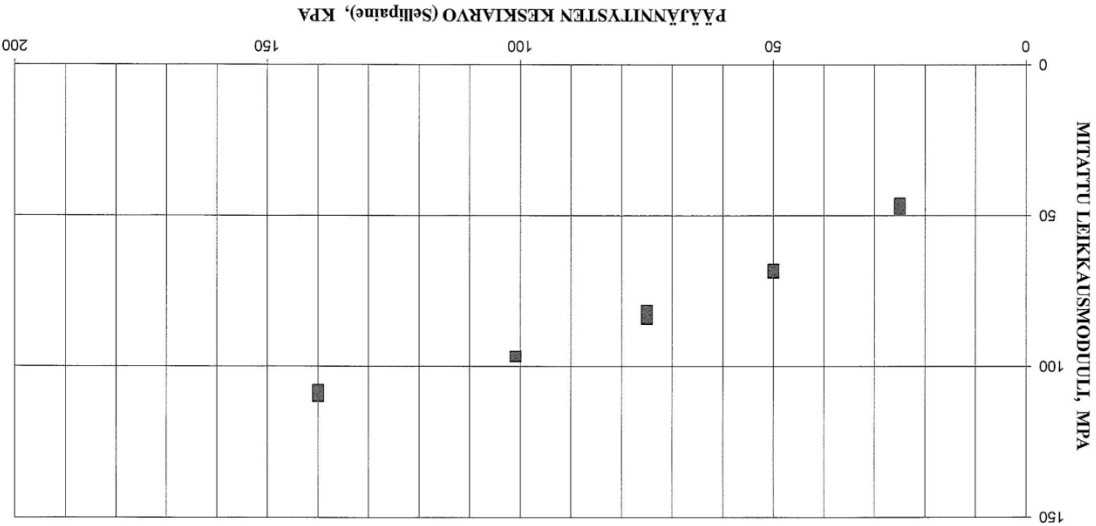
Tilavuus 220 cm³
Irtotiheys 1713 kg/m³
Kuivairtotiheys 1601 kg/m³
Max. kuivairtotiheys kg/m³
Oletettu kiintotiheys 2650 kg/m³

KOKEEN LOPUSSA

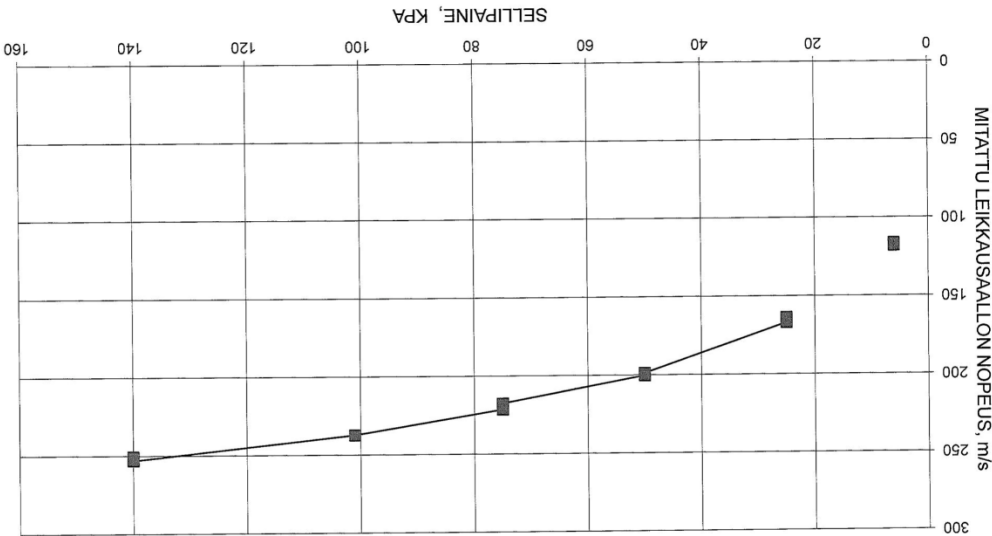
Paino 374,8
Kuivapaino 351,5
Vesipitoisuus 6,6 %

Huokosluku 0,656

NÄYTE								BENDER ELEMENT		RESONANT COLUMN						
Selli- paine	Deviatorinen jännitys	Koe-/Konso- lidoointiaika		Irtotiheys	Vesi- pitoisuus	tiheys	Kuivairto- tiheys	Leikkaus- moduuli	Muodon- muutos	Leikkaus- moduuli	Vaimennussuhde					
kPa		kPa	vrk t:mm	kg/m^3	w	%	kg/m^3	G	MPa	γ	G	MPa	Dmmf	%	Dlog	%
0	0	0	0:00	1713	7,0	%	1601									
6	0	0	1:00	1713	7,0	%	1601	23,9								
6	0	0	1:00	1713	7,0	%	1601	23,3								
	0					7,0	%									
	0					7,0	%									
	0					7,0	%									
	0					7,0	%									
	0					7,0	%									
25	0	0	2:00	1713	7,0	%	1601	45,9								
25	0	0	2:00	1713	7,0	%	1601	47,8								
50	0	0	3:05	1713	7,0	%	1601	67,7								
50	0	0	3:05	1713	7,0	%	1601	68,8								
	0					7,0	%									
	0					7,0	%									
	0					7,0	%									
	0					7,0	%									
	0					7,0	%									
75	0	0	4:15	1713	7,0	%	1601	81,2								
75	0	0	4:15	1713	7,0	%	1601	84,1								
101	0	0	5:15	1715	6,9	%	1605	96,6								
101	0	0	5:15	1715	6,9	%	1605	96,6								
101	0	0	5:15	1715	6,9	%	1605	96,6								
	0					6,9	%									
	0					6,9	%									
	0					6,9	%									
	0					6,9	%									
	0					6,9	%									
	0					6,9	%									
	0					6,9	%									
140	0	0	6:20	1717	6,7	%	1609	110,0								
140	0	0	6:20	1717	6,7	%	1609	107,7								
TUTKI:								Nuutti Vuorimies Projektipäällikkö, DI								
päiväys																



H455_BE7; km320+300



H455_BE7; km320+300